

Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu

Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet

Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu

Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet

Liikenneviraston ohjeita 9/2010

Kannen kuvat: Antti Aalto

ISSN-L 1798-663X
ISSN 1798-663X
ISBN 978-952-255-027-9

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-663X
ISSN 1798-6648
ISBN 978-952-255-028-6

Edita Prima Oy
Helsinki 2010

Julkaisua myy/saatavana
Edita (asiakaspalvelu.prima@edita.fi)
Faksi 020 450 2470
Puhelin 020 450 011

Liikennevirasto
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelin 020 637 373

Tieosasto

Vastaanottaja
ELY-keskusten Liikenne ja infrastruktuuri -
vastuualueet
Liikennevirasto, Investoinnit

Säädösperusta
Maantielaki 109 §

Korvaa/muuttaa
Maanvarainen tiepenger savikolla: suunnitteluohje,
TIEL 3200276

Kohdistuvuus
Tiehallinto

Voimassa
1.10.2010 - toistaiseksi

Asiasanat
pohjarakenteet, penkereet, luiskat, eroosiosuojaus

Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu

Tässä ohjeessa esitetään yleiset vaatimukset tiepenkereen rakenteen, tiepenkereen maanvaraisen perustamisen, tien maa- tai kalliroleikkauksen sekä eroosiosuojauksen geotekniselle suunnittelulle. Ohjeen soveltamisala on laajempi kuin korvattavan ohjeen TIEL 320076.

Ohjetta sovelletaan eurokoodijärjestelmässä, joka on otettu käyttöön Liikenneviraston väylähankkeiden suunnittelussa 1.6.2010 alkaen. Geo-ohjeistuksen hierarkiaa on tarkemmin selostettu ohjeen luvussa 1.

Tämä ohje koskee maanteiden suunnittelua ja mitoitusta. Muiden teiden ja väylien suunnittelussa ohjetta voidaan käyttää soveltuvin osin.

Kehittämispäällikkö
Tietekniikkayksikkö



Kari Lehtonen

Geoasiantuntija



Pentti Salo

LISÄTIETOJA
Pentti Salo
Liikennevirasto, tieosasto
puh. 020 637 373

LIITE

Ohjejulkaisu

TIEDOKSI

Suunnittelu- ja konsulttitoimistojen liitto SKOL
 Rakennusteollisuus RT
 Infra ry
 Suomen Kuntaliitto
 Tekniset yliopistot/korkeakoulut ja ammattikorkeakoulut
 VTT
 Helsingin kaupungin geotekninen osasto
 Tie- ja geokonsultit
 Ohjeen tekijät
 Liikennevirasto; osastot, tieosaston vastuualueet, kirjasto
 Investoinnit -yksikön projektipäälliköt
 Liikenneviraston geoasiantuntijat

Esipuhe

Tähän ohjeeseen on koottu aiemmin hajallaan olleet maanteiden tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelua koskevat ohjeet. Tiepenkereiden ja -leikkausten suunnittelu on perustunut ohjejulkaisussa "Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet" esitettyihin yleisiin suunnitteluperusteisiin. Käytännön suunnittelussa on hyödynnetty lisäksi yleisiä työselostuksia, käsikirjamaisia Tielaitoksen julkaisuja ja muuta kirjallisuutta.

Ohjeen työstämisessä on hyödynnetty seuraavia Tiehallinnon julkaisuja:

- Pauli Vepsäläinen: Maanvarainen tiepenger savikolla, Tielaitos, Geotekniikan informaatiojulkaisuja 67/1994
- Anu Näättänen: Vahvistamattoman tieleikkauksen mitoitus (osa julkaisusta), TIEH sisäisiä julkaisuja 43/1992
- Kallioleikkaukset, Tielaitoksen selvityksiä 30/1994

Julkaisujen esityksiä on tiivistetty ja täydennetty. Eroosiosuojausten ohjeissa on tukeuduttu Tiehallinnon aiempien ohjeiden lisäksi myös vastaaviin ruotsalaisiin ja norjalaisiin ohjeisiin.

Ohjeen laati työryhmä, johon kuuluivat Panu Tolla, Aarno Valkeisenmäki ja Laura Rahikainen Destia Oy:stä. Työtä ovat ohjanneet Pentti Salo ja Tiina Perttula (1.1.2010 alkaen) Liikenneviraston tieosastolta.

Helsingissä elokuussa 2010

Liikennevirasto
Tieosasto

Sisältö

1	JOHDANTO	8
1.1	Soveltamisala	8
1.2	Tien tasaus ja poikkileikkaus	8
1.3	Suunnittelu eurokoodien mukaan	9
1.4	Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset (InfraRYL)	10
I	TIEPENGERRAKENTEEN SUUNNITTELU	11
2	PENKEREEN SUUNNITTELUPERUSTEET	11
2.1	Penkereen perustamisen geotekninen suunnittelu	11
2.2	Tien pengerrakenteen suunnittelu	11
2.3	Tekniset vaatimukset	11
3	PENKEREEN PERUSTAMISEN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU	12
3.1	Johdanto	12
3.2	Suunnittelun rajapinnat	12
3.3	Geoteknisen suunnittelun osatehtävät	13
3.4	Pengerrysvaiheen mitoitus	15
3.4.1	Stabiliteetin laskenta	15
3.4.2	Painuman laskenta	26
3.4.3	Kohonneen huokospaineen laskenta	28
3.4.4	Sivusiirtymien arviointi	29
3.5	Mitoitus pengerrysvaiheen jälkeen	30
3.5.1	Stabiliteetin laskenta	30
3.5.2	Painuman laskenta	36
3.5.3	Sekundääripainuman laskenta	39
3.5.4	Sivusiirtymien arviointi	40
3.6	Vaiheittain pengerrys	41
3.6.1	Stabiliteetin laskenta	41
3.6.2	Painuman laskenta	42
4	TIEN PENGERRAKENTEEN SUUNNITTELU	44
4.1	Johdanto	44
4.2	Materiaalit	44
4.3	Maapenkereen alusta	47
4.4	Pengerrakenteen kuivattaminen	50
4.5	Seurantamittaukset	50
II	MAALEIKKAUS	52
5	MAALEIKKAUKSEN SUUNNITTELUPERUSTEET	52
5.1	Maaleikkauksen geotekninen suunnittelu	52
5.2	Maaleikkauksen suunnittelu maarakenteena	52
5.3	Tekniset vaatimukset	52
6	MAALEIKKAUKSEN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU	53
6.1	Vahvistamattoman maaleikkauksen mitoitus	53
6.2	Geotekninen mitoitus	54
6.3	Maan mekaaninen käyttäytyminen leikkauksessa	55
6.4	Pohjaveden vaikutus luiskaan vakavuuteen	62

6.5	Luiskan pinnan vakavuus.....	66
7	MAALEIKKAUSRAKENTEEEN SUUNNITTELU.....	68
7.1	Johdanto	68
7.2	Maaleikkauksen kaivua koskevien ohjeiden esittäminen	68
7.3	Maaleikkauksen vaikutukset pohjavesisuhteisiin	69
7.4	Leikkausmateriaalin käyttö	69
7.5	Pilaantuneiden maiden puhdistustarve ja käsittely	70
7.6	Seurantamittaukset ja katselmukset.....	70
III	EROOSIOSUOJAUS	71
8	EROOSIOSUOJAUKSEN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU.....	71
8.1	Johdanto	71
8.2	Vauriotyypit.....	72
8.3	Eroosiosuojauksen suunnittelu	74
8.3.1	Maalajien eroosioherkkyys	74
8.3.2	Vesiolosuhteiden vaikutus eroosioriskiin	75
8.3.3	Eroosiosuojaustarpeen arviointi ja suunnitteluratkaisut.....	76
8.4	Penger- ja leikkausluiskan suojaus pintavesieroosiolta	78
8.4.1	Luiskan suojauksessa apuna käytettävät verkot, matot, kennostot ja korirakenteet	82
8.5	Penger- ja leikkausluiskan suojaus pohjavesieroosiolta	82
8.6	Eroosiosuojaus virtauseroosiota vastaan.....	86
8.7	Eroosiosuojaus aaltoeroosiota vastaan	89
8.8	Jään, epätasaisen virtauksen ja potkurivirtojen aiheuttama eroosio.....	90
IV	KALLIOLEIKKAUS.....	92
9	KALLIOLEIKKAUKSEN SUUNNITTELUPERUSTEET	92
9.1	Tien taseaus ja poikkileikkaus	92
9.2	Kallioleikkauksen suunnittelu.....	92
9.3	Tekniset vaatimukset	95
10	KALLIOLEIKKAUKSEN SUUNNITTELU.....	96
10.1	Kallioleikkaukset tiensuunnittelussa	96
10.2	Kallioleikkauksen tutkimukset.....	96
10.3	Kallion laadun vaikutus suunnitelmaan.....	99
10.4	Kalliopoikkileikkauksen geometria.....	102
10.5	Työnaikainen suunnittelu	104
10.6	Turvallisuus.....	105
	KIRJALLISUUSLUETTELO.....	106
	LIITTEET	
Liite 1	Luiskan vahvistukseen ja eroosiosuojaukseen käytettäviä verkkoja, mattoja, kennostoja ja korirakenteita	
Liite 2	Rakennusgeologinen kallioluokitus, ote julkaisusta Tielaitoksen selvityksiä 30/1994, Kallioleikkaukset, Geokeskus	

1 Johdanto

1.1 Soveltamisala

Tässä ohjeessa käsitellään seuraavien maa- ja kalliorakenteiden suunnittelua:

- tiepenger
- maaleikkaus
- eroosiosuojaus
- kallioleikkaus

Ohje sisältää myös tiepenkereiden, maaleikkausten ja eroosiosuojausten mitoitusohjeet. Siinä ei kuitenkaan käsitellä erilaisten pohjarakenteiden tai pohjanvahvistusten, kuten paalulaatan, syvästabiloinnin, kevennysmateriaalien, lujitteiden ja pystyöjituksen suunnittelua tai mitoitusta. Näistä, kuten myös massanvaihtomenetelmästä pohjanvahvistuksena, on julkaistu erilliset ohjeet, joiden uusiminen on käynnissä.

Eroosiosuojausten osalta esitetään vaatimukset ja yleiset perusteet eroosiosuojausten suunnittelulle.

Kallioleikkausten osalta käsitellään lähtötietojen hankintaa ja suunnittelun perusteita sekä yleisimpiä suunnittelussa sovellettavia menettelyitä, mutta ei esitetä ohjeita kallioleikkausten kalliomekaanisesta mitoittamisesta tai vahvistusrakenteiden suunnittelusta.

1.2 Tien tasaus ja poikkileikkaus

Penkereen mitat ja tekniset ominaisuudet määräytyvät pitkälti tie- ja liikenneteknisessä suunnittelussa, jossa määritetään muun muassa:

- tien geometria ja tasaus maastoon nähden
- poikkileikkaus
- kuivatusratkaisut
- tien päällysrakenne

Em. ominaisuuksien suunnittelu perustuu seuraaviin ohjeisiin:

- Teiden suunnitteluohjeet
- Kaiteet ja suistumisonnettomuuksien ehkäisy, TIEH 2100014-02
- Tierakenteen suunnittelu, TIEH 2100029-04

Yllä mainitut tien ominaisuudet sijoittuvat tieteknisen ja geoteknisen suunnittelun rajapinnalle, jolloin ratkaisuja arvioidaan molemmista näistä näkökulmista. Lisäksi otetaan huomioon myös muut tekniset -, taloudelliset -, turvallisuus- ja ympäristövaikutukset.

1.3 Suunnittelu eurokoodien mukaan

Suunnittelujärjestelmä

Eurokoodit on laadittu käytettäväksi erityisesti kantavien rakenteiden suunnittelussa, mutta ne on otettu käyttöön myös maarakenteiden suunnittelussa. Eurokoodijärjestelmään kuuluvat eurokoodeja täydentävät kansalliset liitteet.

Maarakenteiden suunnittelussa käytetään hyväksi geoteknistä suunnittelua koskevaa eurokoodin osaa 7 ja Liikenne- ja viestintäministeriön siihen laatimaa kansallista liitettä, jota sovelletaan maanteiden ja muiden LVM:n alaisten väylien (rautatiet, vesiväylät) suunnittelussa ja rakentamisessa¹.

Suunnittelujärjestelmää täydentävät Liikenneviraston ohjeet:

- Eurokoodin 1997-1 ja kansallisen liitteen (LVM) sovellusohje
- ohje Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-01.

Liikenne- ja viestintäministeriön eurokoodi 7:aan laatima kansallinen liite ja Liikenneviraston siihen laatimat sovellusohjeet julkaistaan vuoden 2010 aikana. Ohje Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-01 on toistaiseksi voimassa kuitenkin siten, että ristiriitatapauksessa kuten varmuuslukujen osalta pätevät LVM:n kansallinen liite, standardi ja sovellusohje tässä järjestyksessä.

Em. ohjekokonaisuus pätee suhteessa tähän ohjeeseen.

Varmuusluvut

Maan käyttäytymistä kuvattaessa tässä ohjeessa on havainnollisuuden vuoksi käytetty kokonaisvarmuuteen perustuvia käsitteitä ja varmuuslukuja. Terminologia poikkeaa eurokoodeissa käytetystä. Rakenteiden mitoitus tapahtuu eurokoodien ja LVM:n kansallisessa liitteessä esitettyjä lähestymistapoja ja varmuuslukuja noudattaen.

Maa- ja kallioluokitus

Liikenneviraston töissä sovelletaan edelleen Geo-maaluokitusta. ISO-luokituksen käyttöönotto Liikennevirastossa tulee harkintaan, kunhan kansallinen soveltamisohje on laadittu. Kallioluokituksen osalta menetellään vastaavasti. Rakennusgeologinen kallioluokitus on esitetty tämän ohjeen liitteenä. Ohjeen kirjoittamisessa on merkittävästi käytetty hyväksi ruotsalaista ja norjalaista aineistoa, joiden maalajikuvaukset perustuvat sikäläisiin luokituksiin, jotka ovat lähempänä ISO-luokitusta kuin suomalainen Geo-luokitus.

¹ Talonrakentamisen geoteknisessä suunnittelussa sovelletaan ympäristöministeriön laatimaa kansallista liitettä, jonka sisältö poikkeaa LVM:n kansallisen liitteen sisällöstä.

1.4 Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset (InfraRYL)

InfraRYL sisältää kaksi osaa:

- toiminnalliset laatuvaatimukset ja
- tekniset laatuvaatimukset, sisältäen myös työlle esitettävä vaatimukset (yleiset työselostukset)

Liikennevirasto on ottanut käyttöön InfraRYL:n yleiset tekniset laatuvaatimukset siten, että sopimusasiakirjoissa viitataan aina InfraRYLin teknisiin vaatimuksiin. Tiehankkeille laaditaan aina hankekohtaiset työselostukset ja laatuvaatimukset ja ne pätevät suhteessa yleisiin laatuvaatimuksiin. Hankekohtaisissa materiaalivaatimuksissa voidaan poiketa useimmista InfraRYLissä esitetyissä vaatimuksista, mutta osa vaatimuksista on säädetty LVM:n hallinnonalan ohjeistuksella pakollisiksi.

InfraRYL:ssä esitettyjä toiminnallisia vaatimuksia voidaan hyödyntää suunnittelussa, mutta sopimusasiakirjoissa niihin ei viitata.

Suunnittelu perustuu pääsääntöisesti suunnittelua koskeviin ohjeisiin. Suunnittelussa on tarkistettava mahdolliset InfraRYL:n hankekohtaiset muutostarpeet. Tarvittaessa teknisen osan vaatimuksia täydennetään ja korjataan työkohtaisessa osassa suunnitellun rakenteen tarpeita vastaaviksi. Hankekohtaiset laatuvaatimukset ja työselostukset -asiakirjan pohjaksi otetaan käytännössä InfraRYL:n laatuvaatimukset, joihin poikkeamat ja täydennykset merkitään selvästi.

InfraRYL:n yleisistä laatuvaatimuksista käytetään aina viimeisintä voimassa olevaa versiota.

I TIEPENGGER

2 Penkereen suunnitteluperusteet

2.1 Penkereen perustamisen geotekninen suunnittelu

Penkereen geoteknisen suunnittelun vaatimukset koskevat ensisijaisesti:

- penkereen vakavuutta
- penkereen sallittua painumaa ja painumaeroja tien pituus ja poikkisuunnassa

Lisäksi huomioidaan mahdolliset vaatimukset koskien tienpinnan tasaisuutta ja routimisen huomioimista

Em. ominaisuuksien suunnittelu perustuu seuraaviin ohjeisiin:

- Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-01
- Geotekniset laskelmat TIEH 2100018-v-03
- Geotekniset tutkimukset ja mittaukset TIEH 2100057-08

2.2 Tien pengerrakenteen suunnittelu

Tien pengerrakenteen suunnittelun vaatimukset koskevat ensisijaisesti penkereen suunnittelua maarakenteena sekä rakenteille että rakentamistyölle suunnitelmassa asetettavien vaatimusten määrittelyä.

2.3 Tekniset vaatimukset

Penkereitä koskevat yleiset tekniset vaatimukset on esitetty InfraRYL 2010 kohdassa 18100. Pengertä koskevassa suunnitelmassa ja **työkohtaisessa työselostuksessa ja laatuvaatimuksissa** esitetään näitä vaatimuksia täydentävät tai niistä poikkeavat vaatimukset.

3 Penkereen perustamisen geotekninen suunnittelu

3.1 Johdanto

Tässä luvussa kuvataan geoteknisen suunnittelun osatehtävät ja vaiheet erityisesti pehmeikölle maanvaraisesti perustettavan penkereen suunnittelua ja mitoitus- ja silmänpitäen.

Vastaavat vaiheet sisältyvät myös kantaville pohjamaille suunnitellulle penkereille. Mikäli pohjamaa on riittävän kantavaa ja kokoonpuristumatonta, voidaan useimmat näistä suunnitteluvaiheista ja tarkasteluista toteuttaa suuruusluokkatarkasteluna, jossa pohjamaan ominaisuuksien suuruusluokan perusteella voidaan todeta, että vakavuutta ja pohjamaan painumista koskevat mitoitusvaatimukset täyttyvät.

3.2 Suunnittelun rajapinnat

Maanvaraisen tiepenkereen geotekninen suunnittelu ja mitoitus edellyttävät tiivistä yhteistyötä suunnittelu- ja projektiorganisaation muiden jäsenten välillä.

Suunnittelutehtävän alussa tilaaja määrittää noudatettavat suunnittelukriteerit, jotka muodostuvat normaalisti toimivuus - ja teknisistä tuotevaatimuksista. Erityisen tärkeää on määritellä sallitut painumat ja muodonmuutokset eri ajankohdille.

Geoteknisten vaihtoehtojen ja kustannusten arviointia sekä geoteknisen mitoituksen tarpeita varten tulisi mahdollisimman aikaisessa vaiheessa selvittää mm. seuraavia seikat:

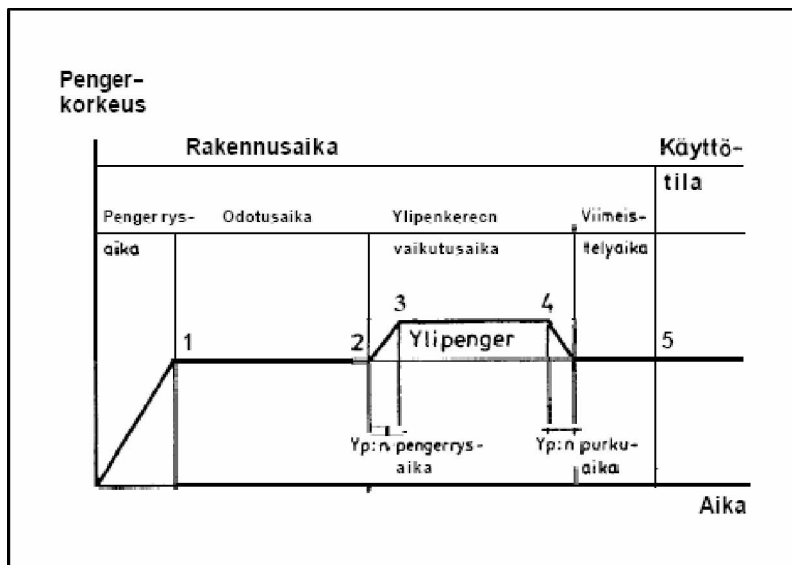
- Linjauksen ja tasauksen muutosmahdollisuudet
- Käytettävissä oleva tiealue ja siihen kohdistuvat rajoitukset
- Tiealueelle sijoittuvien rakenteiden aiheuttamat rajoitukset
- Ympäristön ja läheisten rakenteiden aiheuttamat rajoitukset
- Käytettävissä oleva rakennusaika
- Kuivatusratkaisujen aiheuttamat rajoitukset
- Penger materiaalien saatavuus ja laatu
- Päällysrakenne
- Vakavuustarkasteluissa käytettävät varmuusluvut
- Tielle asetetut sallitun painuman ja painumaeron arvot
- Teknisiin ratkaisuihin vaikuttavat riskit ja muut tekijät
- Rakennus- ja kunnossapitokustannusten aiheuttamat rajoitukset

3.3 Geoteknisen suunnittelun osatehtävät

Tiepenkeraan geotekninen suunnittelu sisältää seuraavat viisi toisiinsa linkittyvää osatehtävää:

1. Rakennuspaikan pohjatutkimukset eri suunnitteluvaiheissa ja niitä täydentävät laboratoriotutkimukset sekä in situ -mittaukset. Tutkimusten laajuus ja laatu riippuvat mm. pohjasuhteista, kohteen laajuudesta ja vaativuudesta ja ennakoituista pohjavahvistus- ja rakentamisvaihtoehdoista.
2. Tien tasauksen ja tyyppipoikkileikkauksen arviointi yhteistoiminnassa tiesuunnittelijoiden kanssa. Yksityiskohtaista geoteknistä suunnittelua vaativien paaluvälien määrittäminen.
3. Pehmeikköalueilla penkeraan geometrian (poikkileikkauksen) suunnittelu ja mitoitus vakavuuslaskelmien avulla. Tällöin on otettava huomioon myös käytettävissä oleva tiealue mahdollisia vastapenkereitä tai luiskaloivennuksia varten sekä käytettävissä oleva rakennusaika vaiheittain pengerrystä varten. Stabiliateetilaskelmat tehdään sekä pengerrysvaiheen lopussa että käyttötilassa. Vaiheittain pengerrettäessä pyritään ottamaan huomioon konsolidaatioprosessin aikana tapahtuva suljetun leikkauslujuuden kasvu ja stabiliateetilaskelmat tehdään esimerkiksi kuvassa 3.1 esitetyissä kuormitustilanteissa.
4. Penkeraan painuman suuruuden ja painumanopeuden laskelmat pengerrys- ja odotusaikana sekä käyttötilassa. Käyttötilan painumista selvitetään rakenteen suunnittelun käyttöiän mukainen kokonaispainuma sekä painumisnopeus käyttötilassa. Tarvittaessa selvitetään myös ylläpitoimenpiteiden välissä tapahtuvat painumakertymät pehmeikölle rakennettaessa. Koska painumien merkitys korostuu käyttötilassa, ovat pengerrys- ja odotusaikana seurantamittausten avulla saadut tarkistukset ja viitteet erityisen merkityksellisiä.

Tässä ohjeessa käytetään kuvassa (Kuva 3.1) esitettyjä nimityksiä eri rakennusvaiheista.



Kuva 3.1 Stabilitiitin ja painuman tarkistus eri rakennusvaiheissa, geoteknisen mitoituksen osatehtävät vaiheet 1–5 (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

Mitoitus on ohjeessa käsitelty vaiheittain rakennusvaiheiden mukaisesti:

Pengerrysvaiheen mitoitus

- Stabilitiitin laskenta
- Painuman laskenta
- Kohonneen huokospaineen laskenta
- Sivusiirtymien arviointi

Mitoitus pengerrysvaiheen jälkeen

- Stabilitiitin laskenta
- Painuman laskenta
- Sekundääripainuman laskenta
- Sivusiirtymien arviointi

Vaiheittain pengerrys

- Stabilitiitin laskenta
- Painuman laskenta

5. Mahdollisen seurantamittausjärjestelmän suunnittelu sekä rakentamisjärjestyksen ja aikataulun tarkempi määrittely tai tarkistus seurantamittaustulosten perusteella. Seurantamittausjärjestelmän tarkoituksena on varmistaa (tarvittaessa lisätoimenpiteiden avulla) rakenteen tyydyttävä käyttäytyminen rakennusaikana ja käyttötilassa. Mittausjärjestelmän tarve ja laajuus riippuu kohteen vaikeudesta ja tärkeydestä. Eri-tyisesti sitä tarvitaan, kun penger rakennetaan vaiheittain. Järjestelmä asennetaan hyvissä ajoin ennen penkereen rakentamista ja sen tulisi toimia myös tien käyttöaikana.

Jos penkereen vaikutusalueella on muita rakenteita, selvitetään penkereestä maapohjaan aiheutuvien painuminen ja sivusiirtymien vaikutus rakenteisiin.

3.4 Pengerrysvaiheen mitoitus

3.4.1 Stabilitietin laskenta

3.4.1.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen pehmeiköllä

Pehmeiden maakerrosten mekaanista käyttäytymistä maanvaraisen tiepenkereen, alla voidaan havainnollistaa tarkastelemalla penkereen keskilinjalle sijoittuvan maa-alkion jännityksiä (Kuva 3.2). Penkereen keskilinjalla pääjännitykset pysyvät koordinaattiakselien suuntaisina pengerkorkeudesta riippumatta, jolloin on yksinkertaista laskea ko. pääjännitykset ja jännityspolut.

Tarkastellaan kuvassa (Kuva 3.2a) esitetyn maa-alkion jännityspolkuja, kun penkereen korkeutta H kasvatetaan monotonisesti nolla-arvosta murtoon asti. Tarkasteltavan maakerroksen oletetaan olevan ylikonsolidoitunut. Alkion tehokkaiden jännitysten polku on esitetty katkoviivalla O'P'F'C' ja kokonaisjännitysten polku yhtenäisellä viivalla OPFC kuvassa (Kuva 3.2b) sekä huokosylipaineiden polku viivalla O'P'F'C' kuvassa (Kuva 3.2c). Maa-alkion käyttäytymisessä voidaan erottaa seuraavat vaiheet (Leroueil et al 1990):

1. vaihe, kun pengerkorkeus $H = 0 \dots H_1$

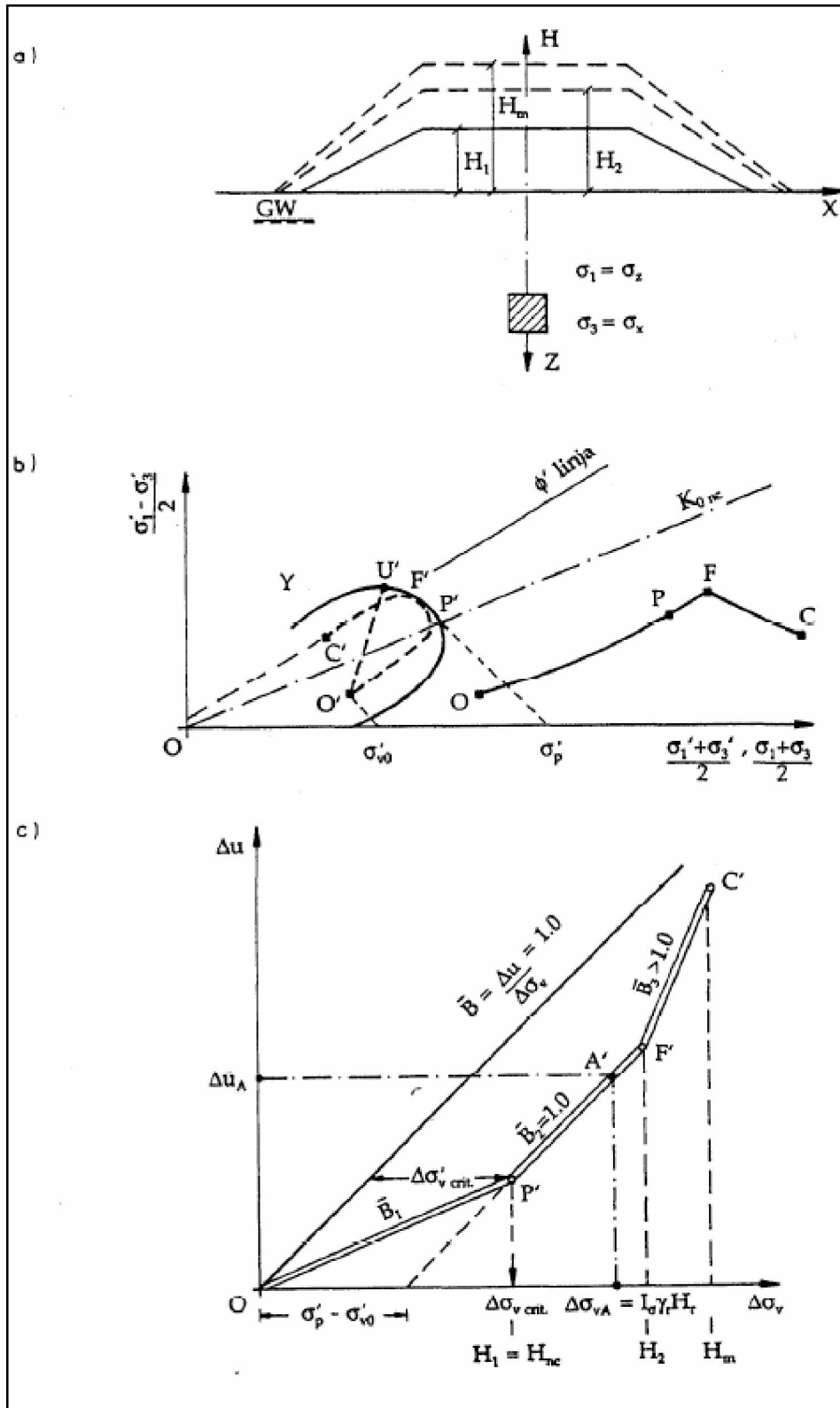
- Maa-alkio on ylikonsolidoituneessa tilassa.
- Kokonaisjännitysten polku liikkuu pisteestä O pisteeseen P ja vastaava tehokkaiden jännitysten polku täysin suljetussa tilassa on O'U'. Huokospaineen heikon kehittymisen seurauksena tehokkaiden jännitysten polku liikkuu todellisuudessa myötöpinnan Y sisällä pisteestä O' pisteeseen P'. Piste O' kuvaa alkion jännityksiä luonnontilassa ennen pengerkuorman rakentamista ja piste P' alkion esikonsolidaatiojännitystilaa. Maa-alkio muuttuu normaalikonsolidoituneeksi pisteessä P'.
- Huokosylipaine kehittyy pisteiden O' ja P' välillä lineaarisesti mutta hitaammin kuin pystyjännityksen lisäys:

$$\begin{aligned}\Delta u &= B_1 \Delta \sigma_v \\ B_1 &< 1,0\end{aligned}\tag{3.1}$$

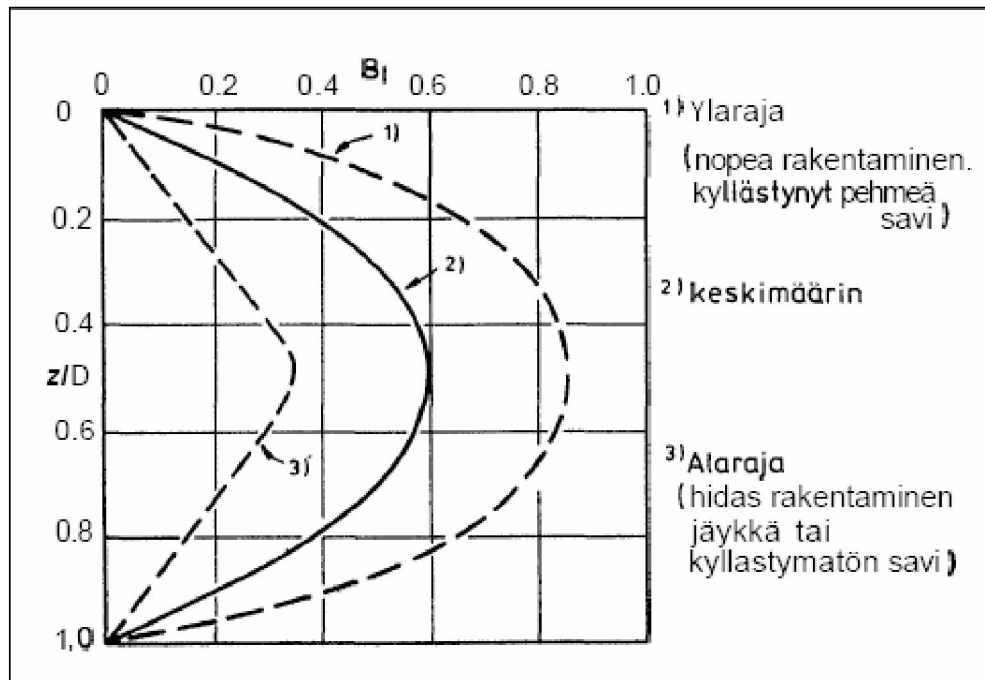
- Kriittinen pystyjännitys pisteessä P', jossa maa-alkio muuttuu normaalikonsolidoituneeksi, vastaa kriittistä pengerkorkeutta $H_1 = H_{nc}$:

$$H_{nc} = \frac{\sigma'_p - \sigma'_{vo}}{I_\sigma \gamma (1 - B_1)}\tag{3.2}$$

σ'_p	tehokas konsolidaatiojännitys
σ'_{vo}	vallitseva tehokas jännitys
γ	penkereen tilavuuspaino
I_σ	pystyjännityksen influenssiarvo (RIL 157-I Geomekaniikka I, 1985)
B_1	huokospaineparametri (Kuva 3.3)



Kuva 3.2 Periaatekuva pehmeän maakerroksen mekaanisesta käyttäytymisestä penkereen alla a) Maa-alkion sijainti, b) jännityspolut, c) huokosylipaineen kehittyminen (Leroueil et al 1990)



Kuva 3.3 Huokospaineparametrin B_1 jakautuminen suhteellisen syvyyden mukaan. D on pehmeikön syvyys (Leroueil et al 1990)

2. vaihe, kun pengerkorkeus $H = H_1 \dots H_2$.

- Maa-alkio on normaalikonsolidoituneessa ja suljetussa tilassa.
- Tehokkaiden jännitysten polku liikkuu myötöpinnalla pisteestä P' pisteeseen F' . Pisteessä F' myötöpinta leikkaa kriittisen tilan linjan (murtosuoran), jolloin maa-alkio alkaa paikallisesti murtua.
- Huokosylipaine kehittyy tällä välillä yhtä suurena kuin pystyjännityksen lisäys:

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \quad (3.3)$$

3. vaihe, kun pengerkorkeus $H = H_2 \dots H_m$.

- Maa-alkio on murtotilassa.
- Tehokkaiden jännitysten polku liikkuu murtosuoraa pitkin. Maa-alkio alkaa paikallisesti murtua pisteessä F' ja murtuminen leviää penkereen alla alkioista toiseen, kun pengerkorkeutta lisätään. Penger sortuu, kun penkereen alla murtotilassa olevat alkiot muodostavat yhtenäisen, kinemaattisen liukupinnan mahdollistavan alueen.
- Alkion murtotilassa huokosylipaine kehittyy nopeammin kuin pystyjännityksen lisäys:

$$\Delta u = B_3 \Delta \sigma_v$$

$$B_3 > 1,0 \quad (3.4)$$

Suomalaisissa normaalikonsolidoituneissa savissa maanvaraisen penkereen stabiiliteetti määräytyy 2. ja 3. vaiheen mukaan (jännityspolku $P'F'C'$).

3.4.1.2 Leikkauslujuus

Tiepenkeraan alla olevan pehmeän, normaalikonsolidoituneen maapohjan käyttäytymistä on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.2b).

Normaalikonsolidoituneessa maapohjassa mobilisoituva leikkauslujuus määritetään periaatteellisesti kuvassa (Kuva 3.2b) pisteiden F' ja C' väliltä. Loogisimmin määrittäminen tehdään kriittisen tilan tehokkaita lujuusparametreja (= tehokas kitkakulma kriittisessä tilassa) käyttäen. Tällaista määrittäystapaa ja samalla tehokkaiden jännitysten analyysia käytetään FEM-ohjelmissa.

Kun tehokkaiden jännitysten menetelmää käytetään lamellimenetelmään perustuvalla laskentaohjelmalla, sisältyy laskentaan heikkouksia, joista merkittävimpiä ovat seuraavat:

- laskentamenetelmä ei ota huomioon sitä, että murtotilaa lähestyttäessä huokospaineen kasvu on lisäkuormitusta suurempaa
- kuormitusten jakautumista ei voida ottaa huomioon, vaan laskentamenetelmän mukaisesti lamellin paino ja siihen kohdistuvat ulkoiset kuormat kohdistuvat suoraan murtopinnalle.

Näitä heikkouksia on käsitelty julkaisussa RHK A10/2006 Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet.

Käytännössä maapohjaan mobilisoituvaa leikkauslujuutta kuvataan usein suljetun leikkauslujuuden avulla, jolloin vastaavaa analysointitapaa sanotaan kokonaisjännitysten menetelmäksi.

Pengerrysvaiheessa mobilisoituva leikkauslujuus τ_f määritetään suljetun leikkauslujuuden c_u avulla (Leroueil et al 1990).

$$\tau_f = \mu c_u \quad (3.5)$$

τ_f on maapohjaan mobilisoituva leikkauslujuus
 μ empiirinen korjauskerroin (ks. kuva 3.4)
 c_u suljettu leikkauslujuus

Suljettu leikkauslujuus c_u , joka maastossa siipikairalla mitattuna vastaa erityisesti savimaissa yleensä varsin hyvin murtotilassa vallitsevaa huokospainetta ja murtotilan lujuutta.

Siipikairauksessa ei kuitenkaan voida huomioida täysin leikkausnopeuden, lujuuden anisotropian ja murtuman progressiivista luonnetta. Standardimenetelmällä siipikairalla mitattu suljettu leikkauslujuus tulee korjata kuvassa 3.4 esitetyllä menetelmällä.

Siipikairan painaminen mittaussyvyyteen aikaansaa hienorakeisessa maassa huokospaineen kasvun, joka alentaa maan lujuutta erityisesti silttisessä maassa. CEN-standardissa. SGY:n kairausopas II:ssä on määritetty aika, jonka kuluessa siiven pyöritys aloitetaan.

Standardiluonnoksen mukaan preEN 22476-9 Geotechnical investigations and testing – Field testing –Part 9: Field vane test siiven kierto on aloitettava aikaisintaan 2 minuutin, mutta viimeistään 5 minuutin kuluessa siitä, kun siipi on painettu mittaussyvytyteen.

SGY:n Kairausopas II:n mukaan siiven pyöritys aloitetaan, kun kaira on painettu mittaussyvytyteen ja momenttimittauslaite on kiinnitetty. Oppaassa ei ole erikseen määritetty aikarajaa em. toimenpiteiden suorittamiselle.

Julkaisussa RHK B15 Radan stabiliteetin laskenta edellytetään vähintään tunnin seisonta-aikaa kussakin koe syvyydessä ennen kierron aloittamista, kun pohjamaa on silttiä. Tämä ohjeen noudattaminen voi aiheuttaa merkittävän eron verrattuna standardin mukaiseen tulokseen.

Tulosten raportoinnista tulee aina ilmetä kokeen suorituksessa tehdyt poikkeamat standardin mukaisiin menetelmiin

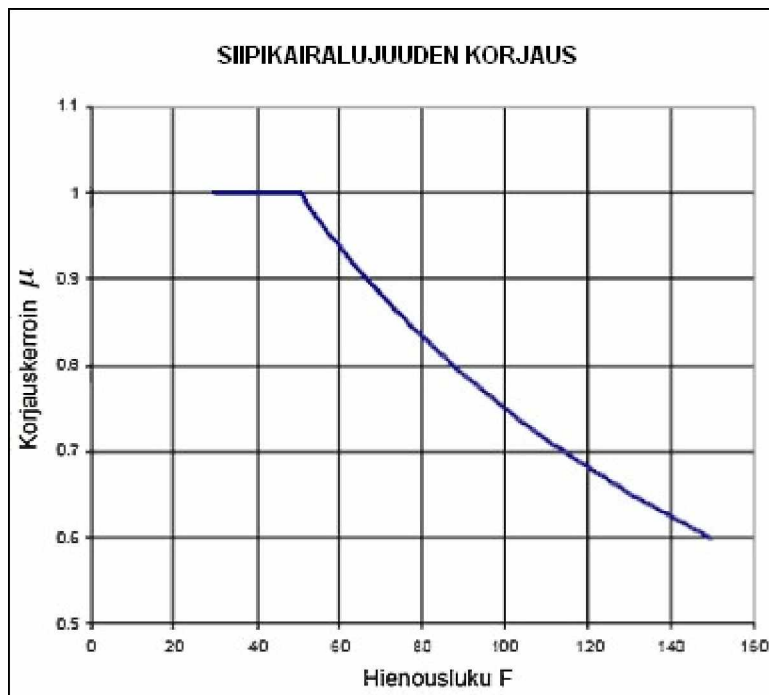
Mikäli siipikairaustulokseen perustuvaa leikkauslujuuden määritystä ei perustellusti pidetä luotettavana, on leikkauslujuus määritettävä muulla paikallisiin olosuhteisiin soveltuvalla menettelyllä. Menetelmän luotettavuutta voidaan arvioida tekemällä rinnakkaismäärityksiä toisella menetelmällä, kuten kartiokokeella, kolmiaksiaalikokeella, suoralla puristuskokeella tai CPTU-kairauksella

Kuivakuoren leikkauslujuuden määritystapoja on esitetty taulukossa 3.1 ja kuvassa 3.5. Koska kuivakuoren lujuudella on usein merkittävä vaikutus vakavuuslaskennan tulokseen, on suositeltavaa arvioida kuivakuoren lujuus taulukossa 3.1 esitettyjä eri menetelmiä käyttäen, jotta sen vaikutus varmuusluvun suuruuteen tulisi havainnolliseksi.

Kuvissa 3.5a ja 3.5b esitetyt menetelmät perustuvat kuivakuoresta siipikairalla tai kartiokokeella tehtyihin mittaustuloksiin.

- Kuva 3.5a: Lujuus määritetään geometrisesti, kuivakuoren alareunassa lujuus on siipikairalla mitattu korjaamaton lujuus.
- Kuva 3.5b: Lujuus on enintään puolet siipikairalla tai kartiokokeella mitatusta redusioimattomasta kuivakuoren lujuudesta, kuitenkin enintään 50 kPa, ja kuivakuoren alareunassa lujuus on pehmeän kerroksen redusoitu lujuus.
- Kuva 3.5c: Lujuus penkereen keskellä on enintään neljäsosa penkereen painosta ja vähintään kuivakuoren alapuolella oleva korjattu lujuus, sekä pengerluiskan alareunan kohdalla kuivakuoren lujuus on alapuolella olevan pehmeän kerroksen korjattu lujuus.

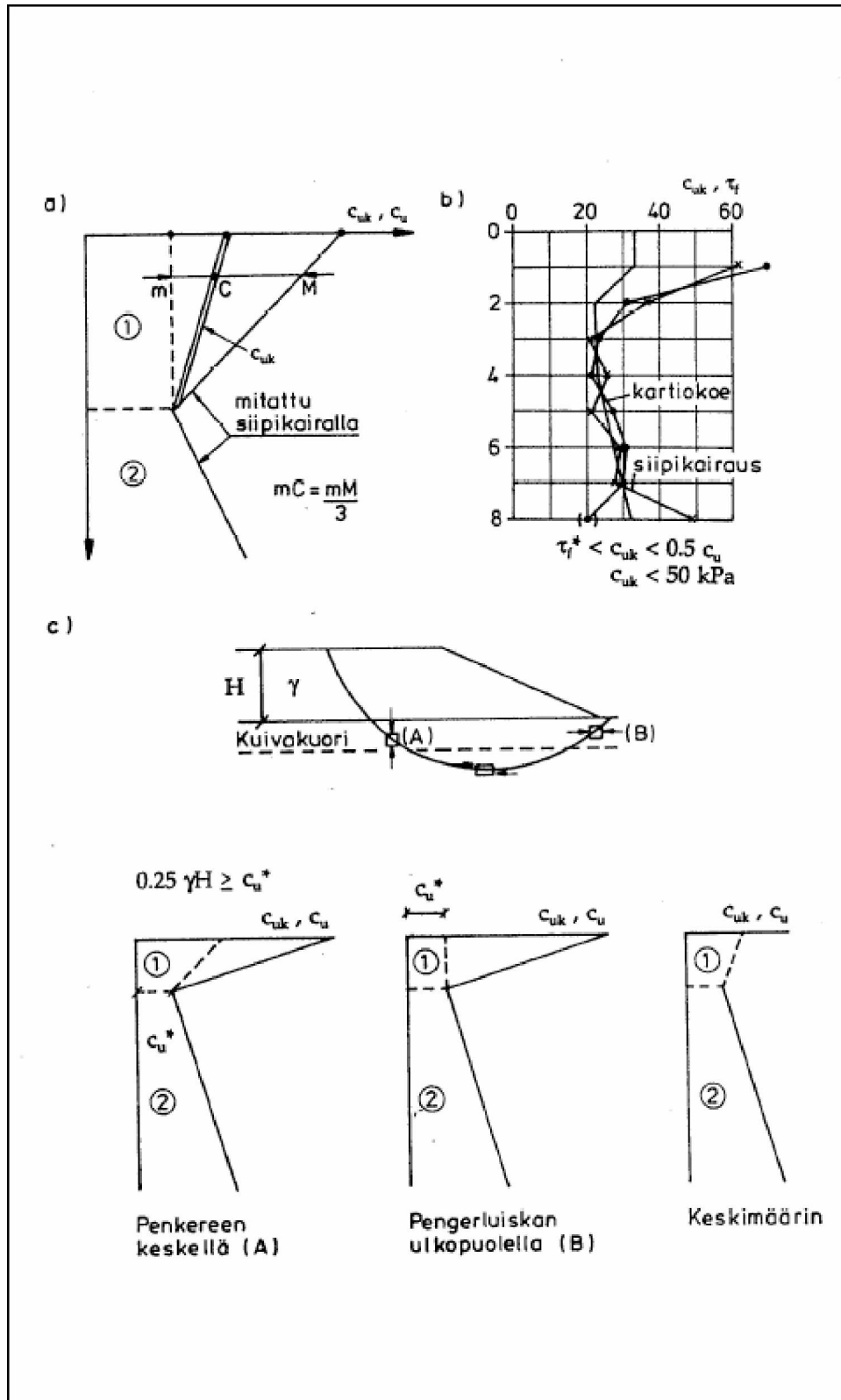
Em. tavoilla määritettyjä kuivakuoren leikkauslujuuksia c_{uk} ei korjata.



Kuva 3.4 Siipikairalla määritetyn leikkauslujuuden korjauskertoimen μ määrittäminen (ks kaava 3.5) maan hienousluvun F perusteella normaalikonsolidoituneessa tai lievästi ylikonsolidoituneessa savessa (RHK B15)

Taulukko 3.1 Kuivakuoren lujuuden määrittäystapoja (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

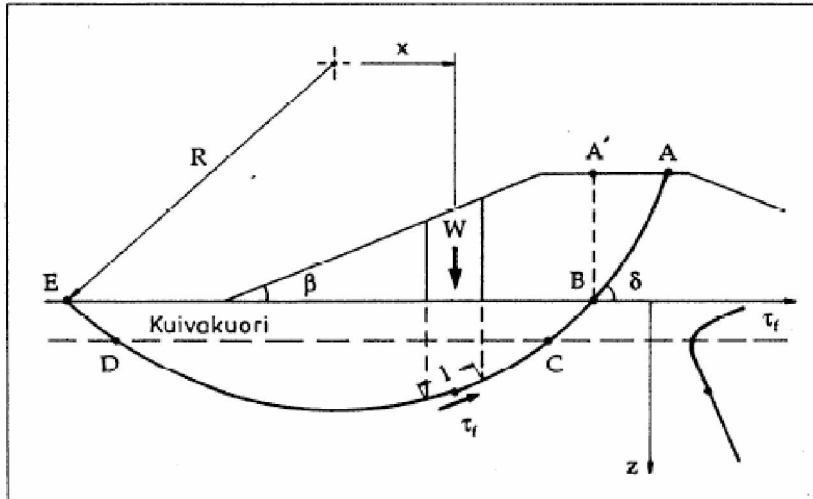
Menetelmä	Kuvaus	Parametrit
1. Lujuusparametrien määrittäminen kolmiaksaalikokeilla	Liukupinnan muodonmuutos yhteensopivien lujuusparametrien määrittäminen	Kolmiaksaalikoe, kuivakuori: τ_f , c' , ϕ' muodonmuutokset ε_1 funktiona
2. Tavenas et al. 1980, kuva 3.5a	Suljetun leikkauslujuuden c_u mittaustulosten empiirinen korjaus	Siipikairaus, kuivakuori: $c_u(\text{redusoimaton})$
3. Bergdahl et al. 1993, kuva 3.5b	Suljetun leikkauslujuuden c_u mittaustulosten empiirinen korjaus	Siipikairaus, kuivakuori: $c_u(\text{redusoimaton})$
4. Lefebvre et al. 1987, kuva 3.5c	Kuivakuoren suljetun leikkauslujuuden empiirinen määrittäminen kuivakuoren alapuolelta mitatun siipikairauslujuuden ja penkerkorkeuden perusteella	Siipikairaus, kuivakuoren alapuoli: $c_u(\text{redusoimaton})$. Penkerin mitat ja tilavuuspaino.



Kuva 3.5 Kuivakuoren leikkauslujuuden c_{uk} määrittystapoja. a) Tavenas et al 1980, b) Bergdahl et al 1993 c) Lefebvre et al 1987. c_{uk} kuivakuoren leikkauslujuus, c_u siipikairalla mitattu redusoimaton leikkauslujuus, T_f redusoitu leikkauslujuus. 1: c_{uk} :ta ja c_u :ta ei redusoida, 2: c_u (kuivakuoren alla) redusoidaan laskelmia varten, * redusoitu lujuus. (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

Pengermateriaalin (kitkamaata) lujuuden otaksutaan muodostuvan kitkasta ja mobiilisoituvan täydellisesti penkereen läpi kulkevalla liukupinnalla (Kuva 3.6). Lujuusparametrina käytetään tehokkaan kitkakulman residuaaliarvoa Φ' (Leroueil et al 1990). Liukupintalaskelmissa tulee lisäksi ottaa huomioon seuraava ehto (Kuva 3.5):

$$\delta \geq 45^\circ + \phi'_r/2 \quad (3.6)$$



Kuva 3.6 Stabilitteen laskenta ympyränmuotoisen liukupinnan avulla. Lähtökohdat (Leroueil et al 1990)

Vakavuuslaskelmissa käytetään pengermateriaalia vastaavan maalajin löyhän tilan kitkakulmaa. Maalajien lujuusarvoja on esitetty julkaisussa Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-01 ja taulukossa 3.2.

Taulukko 3.2 Maalajin kitkakulma löyhässä tilassa

Maalaji	Kitkakulma
Siltti	26°
Hiekka	30°
Sora	34°
Moreeni	34°
Sepeli	30°
Louhe	38°

3.4.1.3 Huokospaine

Edellä on todettu, että pengerrysvaiheessa stabiliteetti suositellaan laskettavaksi kokonaisjännitysanalyysillä käyttäen. Tällöin maapohjaan pengerrysvaiheessa muodostuva huokosylipaine (Kuva 3.2) sisältyy jo implisiittisesti suljettuun leikkauslujuuteen c_u .

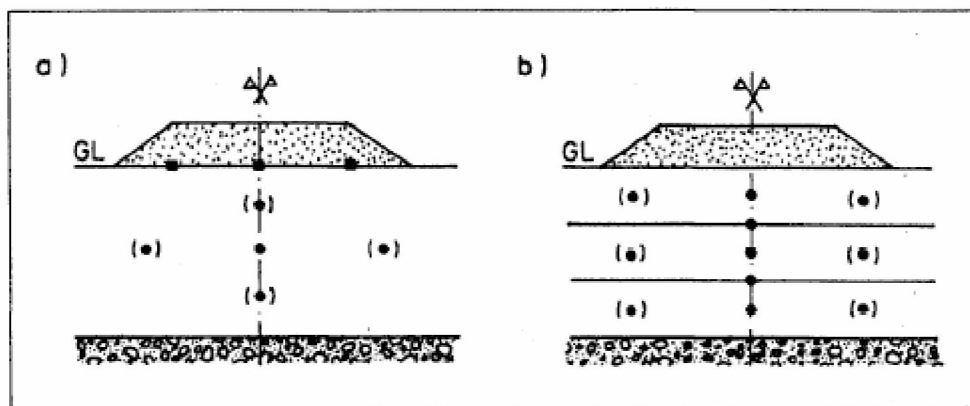
Huokospainelaskelmia tarvitaan kuitenkin seuraavissa stabiiliteettilaskentatapauksissa:

- Pengertäminen tapahtuu hitaasti (luku 3.6).
- Pengertäminen tehdään vaiheittain (luku 3.7).

- Analysointi tehdään tehokkaiden jännitysten analyysiä käyttäen.
- Maapohja on hyvin ylikonsolidoitunutta.

Huokospaineen laskentamenetelmiä on esitelty luvussa 3.4.3

Työnaikaisilla huokospaineen mittauksilla on mahdollista selvittää maakerrosten tilaa ja myös penkereen murtumisriskiä (Leroueil et al 1990). Mittaustuloksia voidaan käyttää myös painumisnopeuslaskelmien alkuehtoja määrittäessä. Huokospainekärjet asennetaan tällöin ennen *penkereen rakentamisen* aloittamista penkereen keskelle eri syvyyksissä oleviin geoteknisiin kerroksiin (Kuva 3.7). Mittaukset aloitetaan hyvissä ajoin ennen penkereen rakentamista vallitsevan paineen u_0 selvittämiseksi. Huokospainemittauksia joudutaan penkereen rakentamisaikana tekemään verraten tiheästi. Samanaikaisesti huokospainemittausten kanssa selvitetään penkereen korkeus ja muu geometria sekä tarvittaessa tilavuuspaino. Kaikki tulokset taulukoidaan.



Kuva 3.7 Huokospainekärkien sijainti eri tapauksissa a. Homogeeninen, b. kerroksellinen maapohja (Leroueil et al 1990)

Huokosylipaine Δu lasketaan huokospaineen mittaustuloksista u seuraavasti:

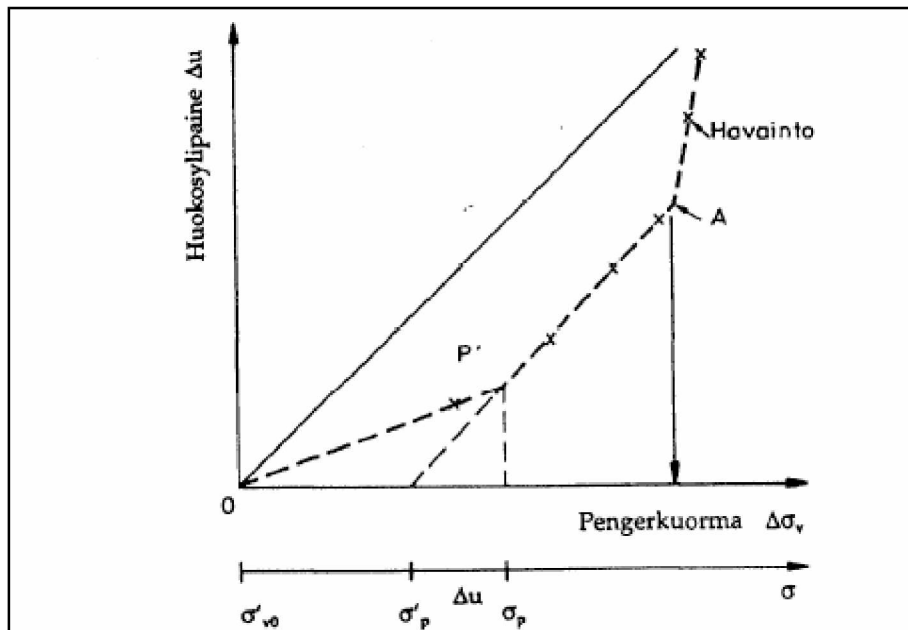
$$\Delta u = u - u_0 \quad (3.7)$$

Pystysuora lisäjännitys $\Delta \sigma_v$, lasketaan pengermateriaalin tilavuuspainon γ ja pengerkorkeuden H avulla:

$$\Delta \sigma_v = I_\sigma \gamma H \quad (3.8)$$

I_σ on lisäjännitysten influenssiarvo ko. paikassa ja syvyydessä. I_σ lasketaan tilanteeseen sopivalla kimmoteoreettisella menetelmällä kuten Boussinesqin menetelmällä, RIL 157-I Geomekaniikka I, 1985.

Jokaista huokospainekärkeä kohti tehdään kuvan 3.8 mukainen kuvaaja. Esikonsolidaatiojännitys σ_p' ko. huokospainekärkeä vastaavassa kerroksessa saadaan kuvaajas- esitetyllä tavalla. Saatuja tuloksia verrataan aikaisempiin suunnittelun aikaisiin lähtötietoihin ja tarvittaessa tarkistetaan suunnitelmaa.



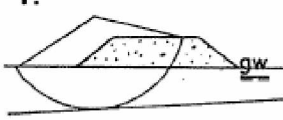
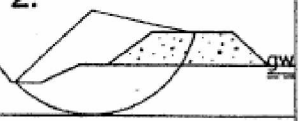

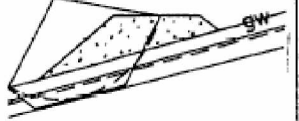
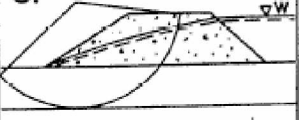
Kuva 3.8 Tehokkaan konsolidaatiopaineen σ'_p ja murtoriskikohdan A määrittäminen huokospainehavainnoista (Leroueil et al 1990)

Penkereellä on erityinen murtumisriski, jos havaintopisteparit (Kuva 3.8) menevät pisteen A yläpuolelle. Tällaisessa tapauksessa pengerrys on välittömästi lopetettava. Erityisesti sensitiivisillä savilla saattaa kuitenkin olla mahdollista, ettei selvää pisteen A ylitystä havaita tarpeeksi ajoissa ennen murtumista.

3.4.1.4 Stabiiliteetin laskentamenetelmiä

Pehmeiköllä sijaitsevan maanvaraisen penkereen stabiiliteetti lasketaan pengerrysvaiheessa kokonaisjännitysanalyysiä käyttäen. Suositeltavia laskentatapoja ja -menetelmiä erilaisissa geometria-, kuormitus- ja pohjasuhteissa on esitetty taulukossa 3.3.

Taulukko 3.3 Maanvarainen tiepenger pehmeiköllä. Tavallisimmat stabiiliteetin laskentamenetelmät. (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

TAPAUKSET	KUVAUS	ANALYYTTINEN MENETELMÄ	NUMEERINEN MENETELMÄ
1. 	Tavanomainen tapaus	1. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä *	FEM
2. 	Kaivanto tms. penkereen vieressä	1. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä *	FEM *
3. 	Ohut, pehmeä maakerros, jossa liukuminen tapahtuu	1. Kiilamenetelmä 2. Janbun menetelmä	FEM *
4. 	Penger rinteessä	1. Kiilamenetelmä 2. Janbun menetelmä 3. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä	FEM *
5. 	Penger toimii maapatona. suotopaine-kuormitus, märkäviiva.	1. Yksinkertaistettu Bishopin menetelmä *	FEM *

Ympyräliukupintoihin perustuvalla yksinkertaistetulla Bishopin menetelmällä saadaan useimmissa tapauksissa riittävän tarkka tulos. Jos maapohjassa on ohut, pehmeä savikerros, jossa liukuminen tapahtuu, on kuitenkin sopivampaa käyttää liukupintoja jotka eivät ole ympyränmuotoisia (esim. kiilamenetelmä tai Janbun menetelmä (Chowdhury 1978)). Stabiiliteettilaskelmat kokonaisjännitysanalyysillä voidaan tehdä myös numeerisiin menetelmiin perustuvilla FEM-ohjelmilla. Ratkaisut perustuvat tällöin staattisen ylärajan etsintään, jolloin vapaudutaan liukupinnan muodosta. FEM - ohjelmat ovat erityisen sopivia silloin, kun rakenteen geometria, pohjasuhteet tai kuormitukset ovat monimutkaisia (tapaukset 2...5 taulukossa 3.3).

3.4.2 Painuman laskenta

3.4.2.1 Maanmekaaninen käyttäytyminen

Maan mekaanista käyttäytymistä penkereen keskilinjän alapuolella sijaitsevassa pehmeän maan alkiossa on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.9) (Leroueil et al 1990). Varsinaista pengerrysvaihetta kuvassa edustaa murtoviiva O'P'A' ja pengerrysvaiheen jälkeistä konsolidaatiotilaa viiva A'D'. Tässä luvussa keskitytään pengerrysvaiheen painumiin.

Maa-alkion käyttäytymisessä voidaan erottaa luvussa 3.4.1.1 esitetyt vaiheet:

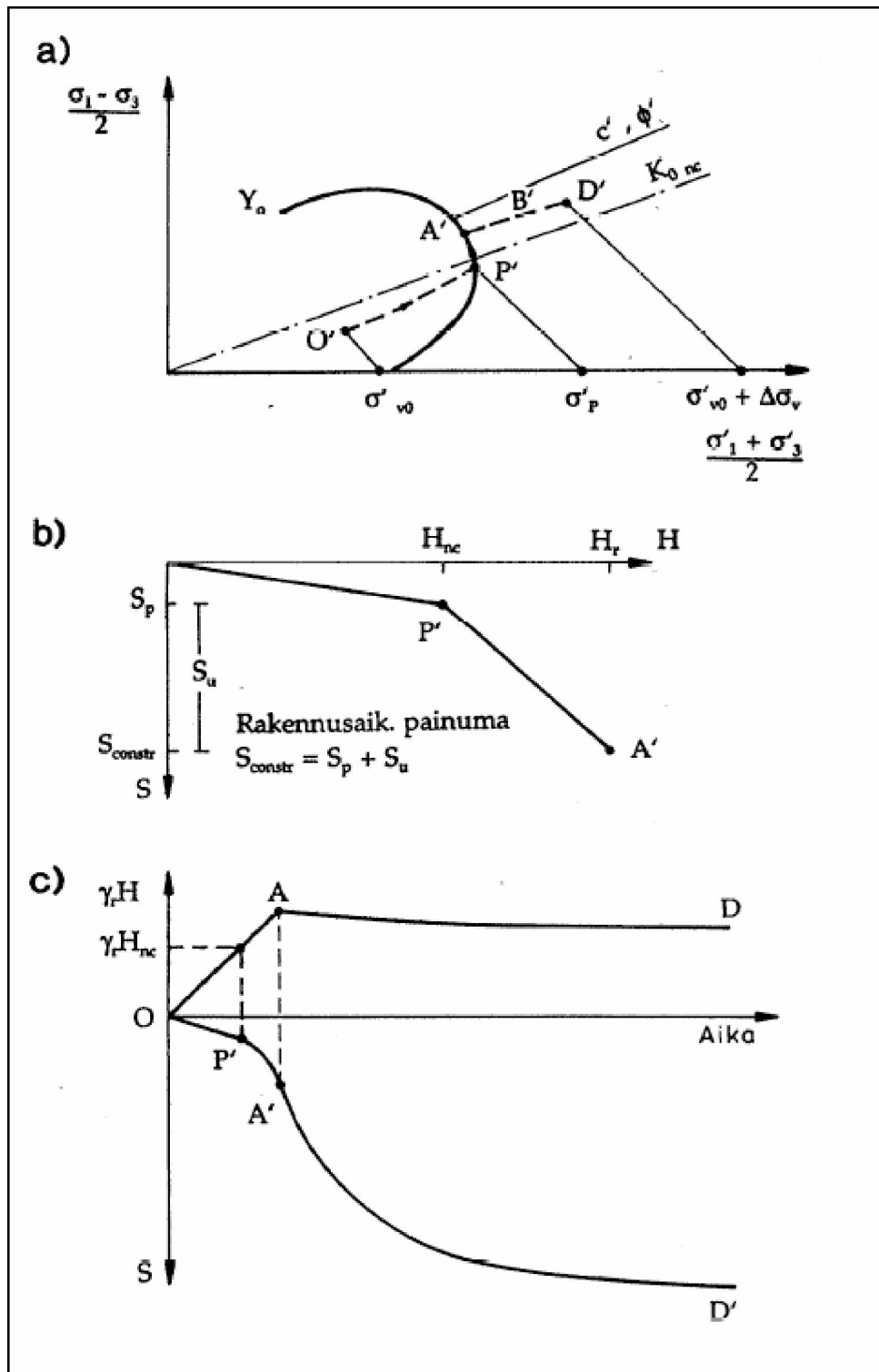
1. vaihe, maa-alkio on ylikonsolidoituneessa tilassa (viiva O'P'),
2. vaihe, maa-alkio on normaalikonsolidoituneessa ja suljetussa tilassa (viiva P'A').

Piste A' jätetään tässä tapauksessa myötöpinnan ja murtosuoran leikkauspisteen F' (Kuva 3.9) alapuolelle eli penkereellä oletetaan olevan riittävä ($F > 1,3...1,5$) varmuus murtumista vastaan.

Pengerrysvaiheessa maa-alkiossa tapahtuva huokospaineen kasvu on (periaatteellisesti) esitetty luvussa 3.4.1.3

Pengerrysvaiheen painuman komponentit voidaan e.o. perusteella kuvata seuraavasti:

1. Ylikonsolidoituneessa tilassa tapahtuva painuma, joka on luonteeltaan konsolidaatiopainumaa, mutta tapahtuu nopeasti yleensä pengerryksen yhteydessä. Tästä syystä tämän vaiheen konsolidaatiokerrointa ei yleensä ole tarpeellista määrittää.
2. Painuma normaalikonsolidoituneessa ja suljetussa tilassa, mikä on luonteeltaan leikkausjännityksistä aiheutuvaa painumaa.



Kuva 3.9 Maan mekaaninen käyttäytyminen penkereen keskilinjän alapuolella. Pengerrysvaihe = viiva $O'P'A'$, konsolidaatiovaihe = $A'D'a$) Jännityspolku, b) pengerkorkeuden ja painuman välinen yhteys, c) pengerkuorman ja painuman riippuvuus ajasta (Leroueil et al 1990).

3.4.2.2 Materiaaliparametrit

Ylikonsolidoituneessa tilassa tapahtuvan painuman laskentaparametrina käytetään toistokuormitusvaiheesta määritettyä ödometrimoduulia M_2 tai vastaavaa moduulilukua m_2 ja jännitysekspONENTtia β_2 . JännitysekspONENTTI $\beta_2 \approx 1$, jolloin kokoonpuristuvuusmoduulin ja moduuliluvun välillä on seuraava yhteys:

$$M_2 = m_2 \sigma_{vert} \quad (3.9)$$

σ_{vert} on vertailujännitys = 100 kPa

Suljetussa, normaalikonsolidoituneessa tilassa painumaparametrina käytetään usein suljetun tilan kolmiulotteista muodonmuutosmoduulia E_u mikä määritetään kolmiakselilaitteella tai arvioidaan siipikairalla in-situ mitatun suljetun leikkauslujuuden c_u perusteella.

$$E_u = k c_u \quad (3.10)$$

$k \approx 50 \dots 300$, arvo tarkistetaan kohdekohtaisesti

Mikäli suljetun, normaalikonsolidoituneessa tilassa tapahtuva painuma lasketaan kriittisen tilan malleja käyttäen, parametreiksi valitaan ko. malleihin liittyvät materiaaliparametrit.

3.4.2.3 Painuman laskentamenetelmät

Ylikonsolidoituneessa tilassa tapahtuva painuma lasketaan kerroksittain seuraavasti:

$$S_{pi} = \frac{H_i (\sigma'_{pi} - \sigma'_{v0i})}{m_{2i} \sigma_{vert}} \quad (3.11)$$

$$S_p = \sum_{i=1}^n S_{pi}$$

H_i on kerroksen paksuus

σ'_{pi} kerroksen konsolidaatiojännitys

σ'_{v0i} vallitseva tehokas jännitys kerroksessa i

m_{2i} kerroksen moduuliluku ($\beta_2 = 1$)

Jos penkereestä maapohjaan jakautuva tehokas kokonaisjännitys (= vallitseva tehokas jännitys + penkereestä aiheutuva lisäjännitys $\Delta\sigma_{vi}$) on pienempi kuin ko. kerroksen konsolidaatiojännitys, laskelmat tehdään seuraavalla kaavalla:

$$S_{pi} = \frac{H_i \Delta\sigma'_{vi}}{m_{2i} \sigma_{vert}} \quad (3.12)$$

Ylikonsolidoituneessa tilassa tapahtuva painuma S_p on yleensä pienempi kuin 2 % kokoonpuristuvan kerrostuman paksuudesta (Leroueil et al 1990). Koska pengerrysvaiheen painuma tapahtuu työnaikana ja sen suuruus on pieni, ei sen arviointi ole aina välttämätöntä.

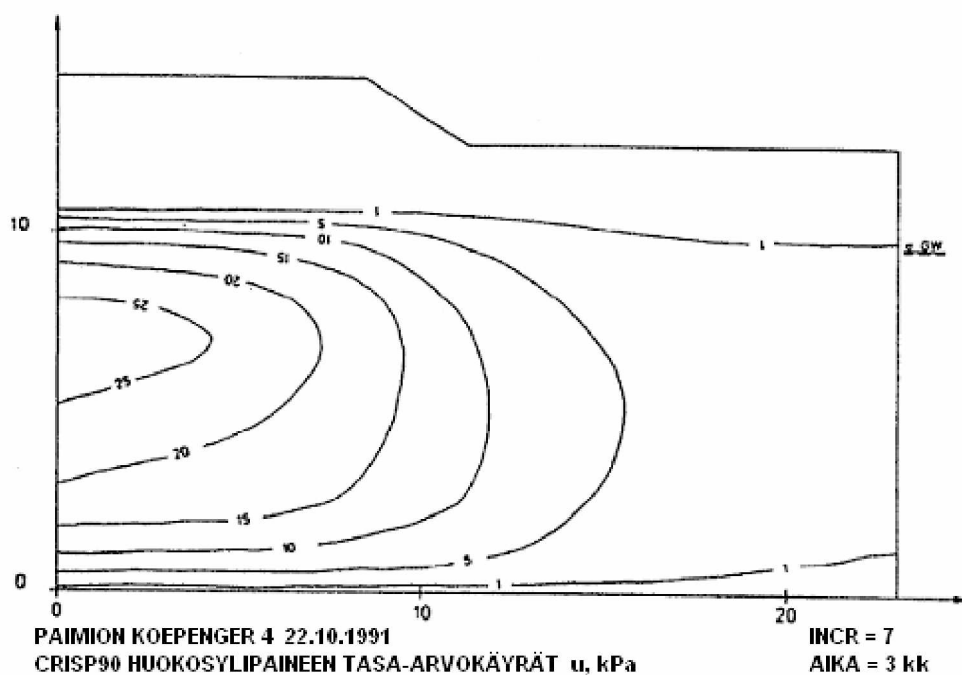
3.4.3 Kohonneen huokospaineen laskenta

Kohonnut huokospaine pengerrysvaiheen lopussa (pisteessä A' ks. Kuva 3.9) lasketaan seuraavasti (katso myös Kuva 3.2):

$$\Delta u_c = I_{\sigma} \gamma H_r - (\sigma'_p - \sigma'_{v0}) \quad (3.13)$$

- Δu_c on huokosylipaine pehmeässä maakerroksessa penkereen keskellä
 I_σ lisäjännitysten influenssiarvo ko. syvyydessä (RIL 157-I Geomekaniikka I, 1985)
 γ pengermateriaalin tilavuuspaino
 H_r penkereen korkeus pengerrysvaiheen lopussa
 σ'_p kerroksen tehokas konsolidaatiojännitys
 σ'_{v0} vallitseva tehokas jännitys ko. kerroksessa

Huokosylipaineen alueellinen jakautuminen maapohjassa pengerrysvaiheen lopussa lasketaan luotettavimmin numeerisiin menetelmiin perustuvilla tietokoneohjelmilla. Tästä on esitetty esimerkki kuvassa 3.10.



Kuva 3.10 Laskennallinen esimerkki huokosylipaineen jakautumisesta penkereen alla pengerrysvaiheen lopussa (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

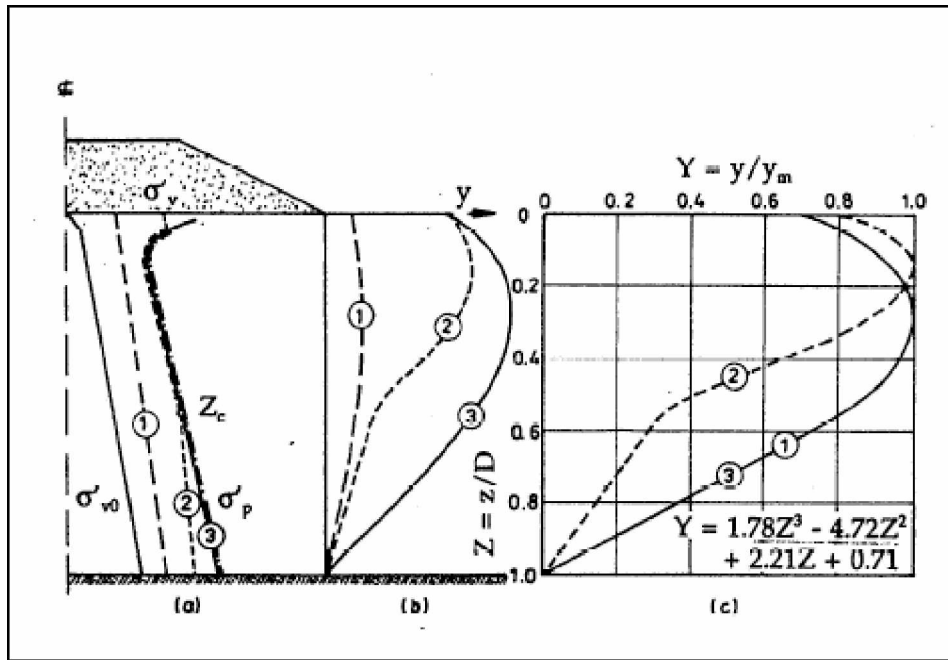
3.4.4 Sivusiirtymien arviointi

Maapohjaan muodostuvat sivusiirtymät voidaan määrittää FEM-laskentaohjelmilla tehdyistä analyyseistä.

FEM - ohjelmalla laskettua pengerrusluiskan alla tapahtuvaa sivusiirtymätulosta voidaan arvioida seuraavalla empiirisellä kaavalla (Leroueil et al 1990):

$$\gamma_{m\theta} = 0,2 * S_p + S_u \quad (3.14)$$

- S_p painuma ylikonsolidaatiovaiheessa (luku 3.4.2.3)
 S_u suljetun tilan painuma



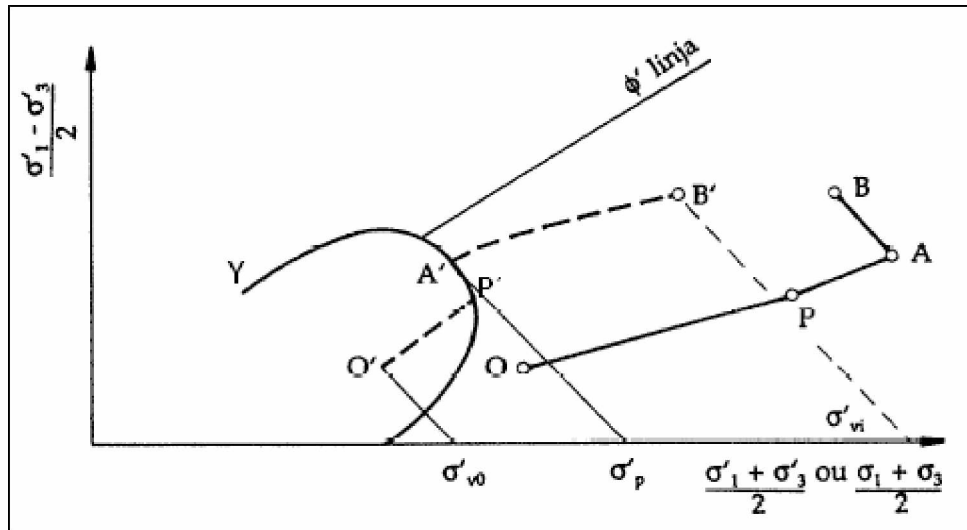
Kuva 3.11 Sivusiirtymien arviointi pengerluiskan alareunan alapuolella: a. syvyysprofiili, b. sivusiirtymä pengerrysvaiheen lopussa, c. sivusiirtymän pystyjakautuman empiirinen laskentakaava. (1)=initialitila (kimmoien), 3=pengerkuormasta aiheutuva lisäjännitys suurempikuin konsolidaatiojännitys koko saven paksuudella (savi normaalikonsolidoituneessa tilassa), 2=pengerkuormasta aiheutuva lisäjännitys suurempikuin konsolidaatiojännitys osassa savikerrosta (savi osittain normaalikonsolidoituneessa tilassa) (Leroueil et al 1990)

3.5 Mitoitus pengerrysvaiheen jälkeen

3.5.1 Stabilitietin laskenta

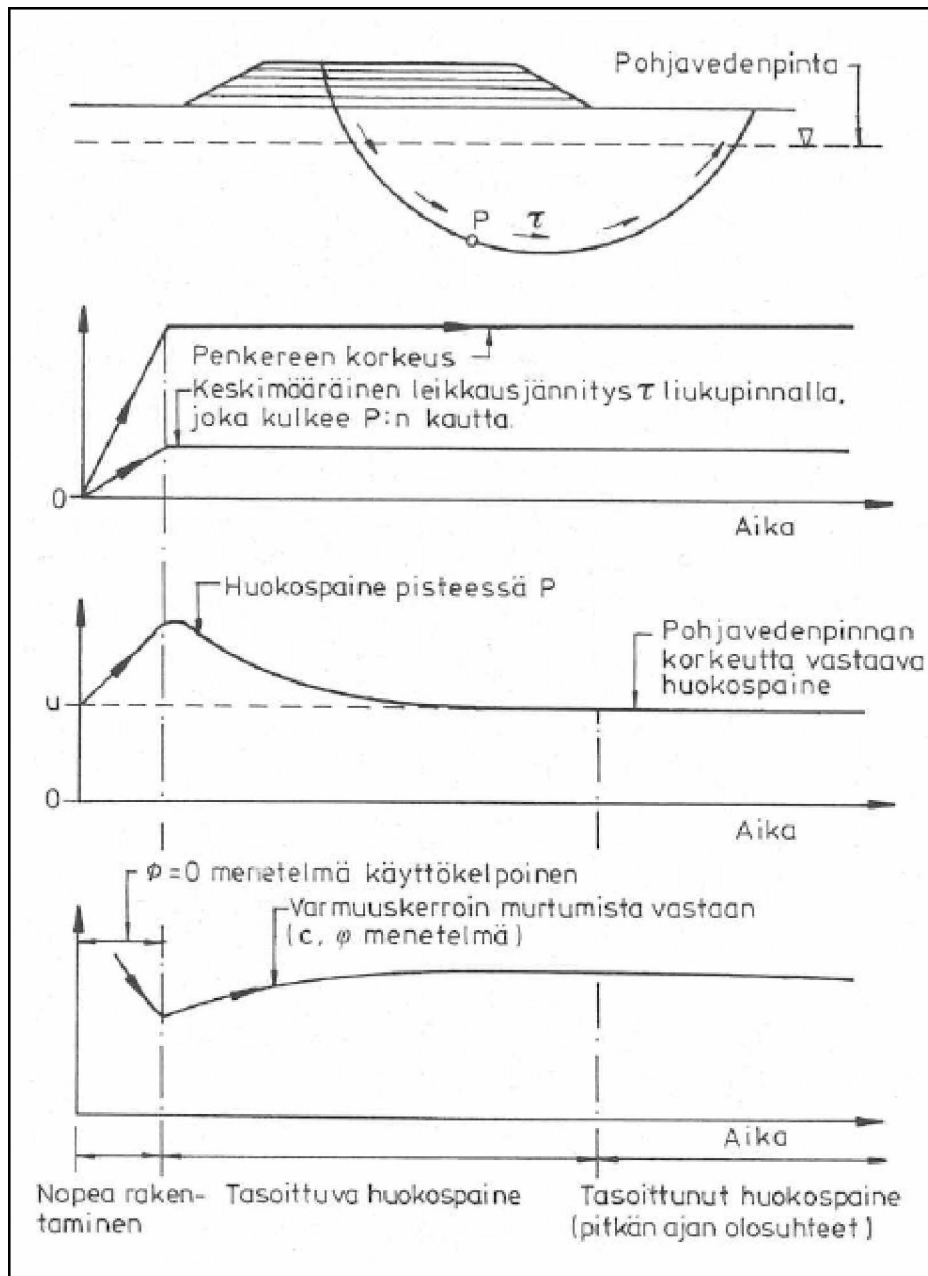
3.5.1.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen pengerrysvaiheen jälkeen

Maan mekaanista käyttäytymistä penkereen keskilinjan alapuolella sijaitsevassa pehmeän maan alkiossa on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.12) (Leroueil et al 1990). Pengerrysvaiheen jälkeistä konsolidaatiotilaa edustaa kuvassa tehokkaiden jännitysten polku A'B' ja kokonaisjännitysten polku AB. Alkion alkuperäisen myötöpinnan Y voidaan todeta siirtyvän konsolidaatioprosessin vaikutuksesta pisteestä A' pisteeseen B'.



Kuva 3.12 Tehokkaiden ja kokonaisjännitysten polun A'B' ja AB pengerrysvaiheen jälkeen ($\sigma_v = \sigma_1 = \text{vakio}$) (Leroueil et al 1990)

Varmuusluvun F kehittymistä pengerrysvaiheen jälkeen on havainnollistettu kuvassa 3.13. Varmuus penkereen sortumista vastaan yleensä kasvaa maapohjan konsolidoitumisen vaikutuksesta, kun varmuus murtumista vastaan on riittävä.



Kuva 3.13 Huokospaineen ja varmuusluvun muuttuminen ajan mukana. (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

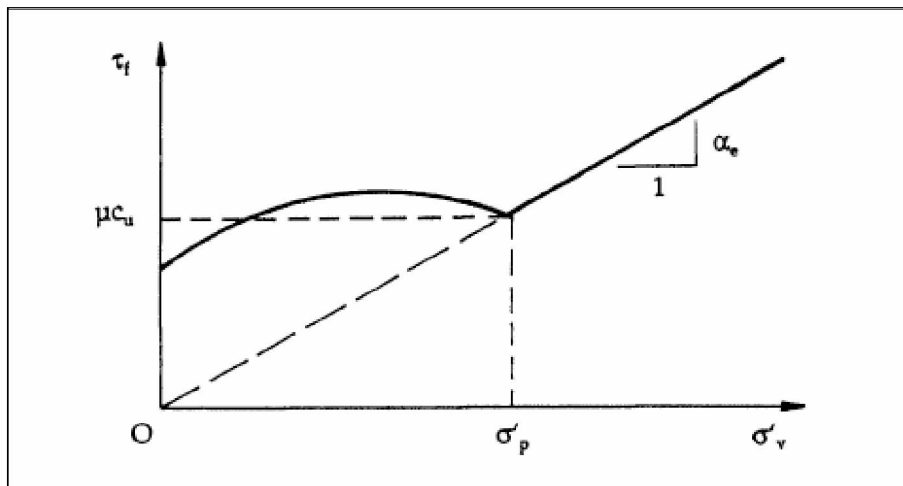
3.5.1.2 Leikkauslujuus ja suljetun leikkauslujuuden kasvu

Pehmeiden maakerrosten leikkauslujuutta pengerrysvaiheen jälkeisellä seisontajalla kuvataan tavallisesti kahdella tavalla:

I. Määritetään maapohjaan mobilisoituva leikkauslujuus τ , (kuva 3.14).

$$\tau_f = \mu c_u + \alpha_e (\sigma'_v - \sigma'_p) \quad \text{kun } \sigma'_v > \sigma'_p \quad (3.15)$$

- α_e on kokeellisesti (laboratoriossa tai in-situ) mitattava kerroin (Leroueil et al 1990, Tanska 1993)
- σ'_v tehokas pystyjännitys (Kuva 3.12), lasketaan alkuehtojen ja konsolidaatioteorian avulla
- σ'_p tehokas konsolidaatiojännitys (Kuva 3.12 ja Kuva 3.8) kuormitusvaiheiden alussa, määritetään ödometrikokeella.
- μ korjauskerroin (luku 3.4.1.2)
- c_u suljettu leikkauslujuus (luku 3.4.1.2)



Kuva 3.14 Saven leikkauslujuuden muuttuminen tehokkaan pystyjännityksen kasvassa (Leroueil et al 1990).

Tavan I parametreja käytetään pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiiliteettilaskelmissa suljetussa tilassa tapahtuvan sortuman suhteen.

II. Leikkauslujuus esitetään normaalikonsolidoituneella osalla mitatun Mohr-Coulombin murtosuoran parametrien c' ja ϕ' sekä havaitun tai arvioidun huokospaineen, u_{obs} , avulla.

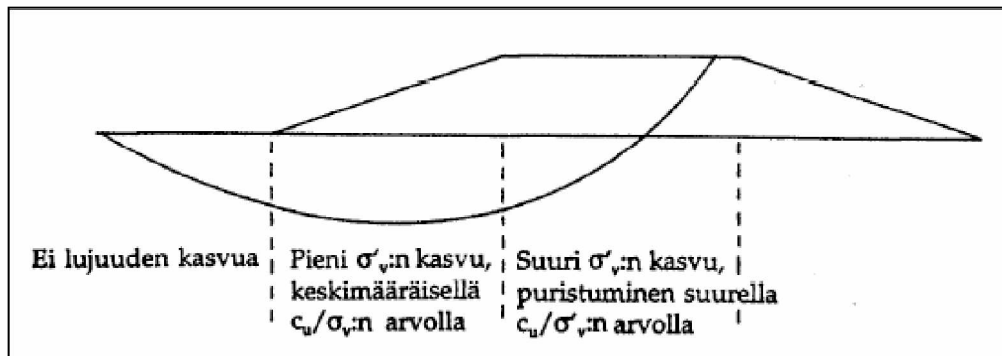
$$\tau_f = c' + (\sigma - u_{obs}) \tan \phi' \quad (3.16)$$

σ on normaalijännitys liukupinnalla

Tavan II parametreja käytetään pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiiliteettilaskelmissa avoimessa tilassa tapahtuvan sortuman suhteen.

Tavassa I on uutena materiaaliparametrina empiirinen kerroin α_e , jonka avulla määritetään (suljetun) leikkauslujuuden kasvu pengerrysajan jälkeisenä seisonta-aikana. Kerroin α_e määritetään alustavasti laboratoriokokeilla (Tanska 1993) ja myöhemmin työn aikana in situ erityisesti suurissa tai vaativissa kohteissa. Leroueil et al (1990) mukaan kertoimelle voitaisiin alustavasti käyttää arvoa $\alpha_e=0.25$.

Leikkauslujuuden kasvua ei voida käyttää hyväksi koko liukupinnalla, koska lujuuden kasvu riippuu tehokkaasta pystyjännityksen kasvusta. Lujuuden kasvua eri osissa penkereen alla on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.15).



Kuva 3.15 Lujuuden kasvun jakautuminen penkereen alla (Leroueil et al 1990)

3.5.1.3 Stabiliateetin laskentamenetelmät

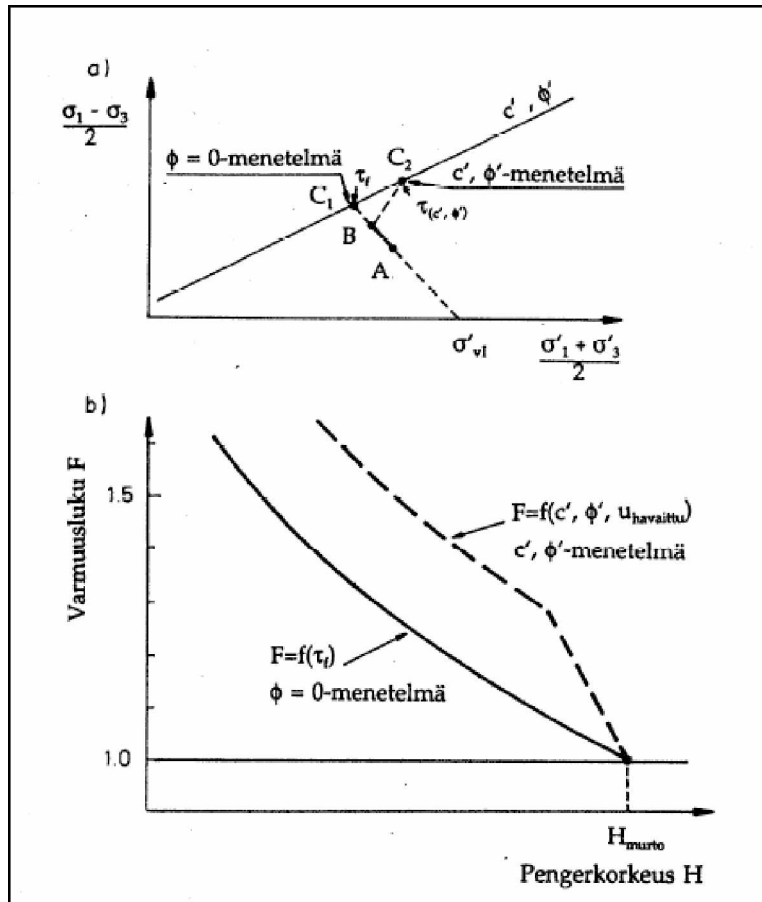
$\phi = 0$ -menetelmä

Pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiili-teetti suljetussa tilassa tapahtuvan sortuman suhteen suositellaan (Leroueil et al 1990) laskettavaksi kokonaisjännitysanalyysillä ($\phi = 0$ menetelmällä), jolloin leikkauslujuus määritetään luvussa 3.6.2 esitetyn tavan I mukaisesti. Menetelmää on havainnollistettu kuvassa (kuva 3.16) (polku BC₁).

$c' \phi'$ -menetelmä

Pengerrysajan jälkeisen konsolidaatiovaiheen ja tätä seuraavan käyttötilan stabiili-teetti avoimessa tilassa tapahtuvan sortuman suhteen (polku BC₂, kuva 3.16) laske-taan tehokkaiden jännitysten menetelmällä ($c' \phi'$ - menetelmällä). Parametreina tar-vitaan luvussa 3.6.2 esitetyn tavan II mukaisesti tehokkaat koheesio ja kitkakulma materiaalin normaalikonsolidoituneelta osalta. Lisäksi menetelmässä tarvitaan lähtö-tietona huokospaineen jakautuminen laskenta-alueella. Luotettavimmin huokospai-neen jakautuminen selvitetään mittaamalla in situ. Tehokkaiden jännitysten analyysi voidaan tehdä aina kun huokospaine tunnetaan.

Käyttötilan stabiili-teetti avoimessa tilassa tarkoittaa pitkän ajan tilannetta. Tällainen avoimen tilan sortuma on mahdollinen, vaikka lisäkuormitus ei nostaisi huokosve-denpainetta, mutta esimerkiksi pohjavesisuhteissa tapahtuu muutos, joka heikentää vakavuutta. Huokosveden paineen nousua ei juurikaan tapahdu, jos kuormituksen li-sääminen tehdään hyvin hitaasti tai painuvien kerrosten vedenläpäisevyys on riittä-vän suuri.



Kuva 3.16 a) Tehokkaiden jännitysten polut murtoa lähestyttäessä. Polku AB: Kuormitus konsolidoituneesta tilasta A pisteeseen B, τ_f : Lasketakokonaisjännitysanalyysillä, $\tau_f(c', \phi')$: Laskenta tehokkaiden jännitysten analyysillä. b) Varmuusluvun kehittyminen pengerkorkeuden funktiona (Leroueil et al 1990)

Menetelmien käyttö

Tehokkailla parametreilla c' ja ϕ' suoritettu laskelma perustuu käyttötilassa vallitsevaan huokospaineeseen ja sitä vastaavaan lujuuteen (avoin tila välillä käyttötila–murtotila). Suljetulla lujuudella c_u suoritettu laskelma perustuu sitä vastoin murtotilassa vallitsevaan huokospaineeseen ja murtotilan lujuuteen (suljettu tila välillä käyttötila–murtotila). Edellä esitetyistä kahdesta eri tekijästä johtuen varmuuskerroin F laskettuna lamellimenetelmällä käyttäen tehokkaita parametreja c' ja ϕ' tai suljettua lujuutta c_u , ei edes teoriassa ole sama. Kuvassa (kuva 3.16) on esitetty tehokkailla parametreilla c' ja ϕ' sekä suljetulla lujuudella c_u lasketun varmuuskertoimen kasvu suhteessa kuormaan.

Pehmeiköllä sijaitsevan maanvaraisen tiepenkerein vakavuus konsolidaatiovaiheessa ja sitä seuraavassa käyttötilassa suositellaan (Leroueil et al 1990) laskettavaksi kokonaisjännitysanalyysillä. Lisäksi on suositeltavaa tarkistaa laskelmat $c'\phi'$ -analyysillä. Sateista, tulvista, ympäristön rakentamisesta yms. aiheutuvan hydrostaattisen huokospaineen muuttumisen vaikutus stabiliteettiin selvitetään tavallisesti tehokkaiden jännitysten menetelmää käyttäen. Pehmeästä, sensitiivisestä savesta muodostuneiden luonnontilaisten rinteiden ja niille tehtävien pengerrysten stabili-

teetti lasketaan kokonaisjännitysanalyysillä ja tarkistetaan tehokkaiden jännitysten menetelmällä.

Sekä kokonaisjännitys- että tehokkaiden jännitysten analyysi voidaan tehdä luvussa 3.4.1.4 ja taulukossa 3.3 esitettyjä laskentamenetelmiä käyttäen. Tavallisin laskentamenetelmä on ympyränmuotoisiin liukupintoihin perustuva yksinkertaistettu Bishopin menetelmä. Jos tehtävän geometria tai kuormitukset ovat monimutkaisia, on suositeltavaa käyttää yhdistettyihin liukupintoihin perustuvia menetelmiä tai stabiliteettilaskelmiin sopivia FEM-ohjelmia.

3.5.2 Painuman laskenta

3.5.2.1 Maan mekaaninen käyttäytyminen ja painuman komponentit

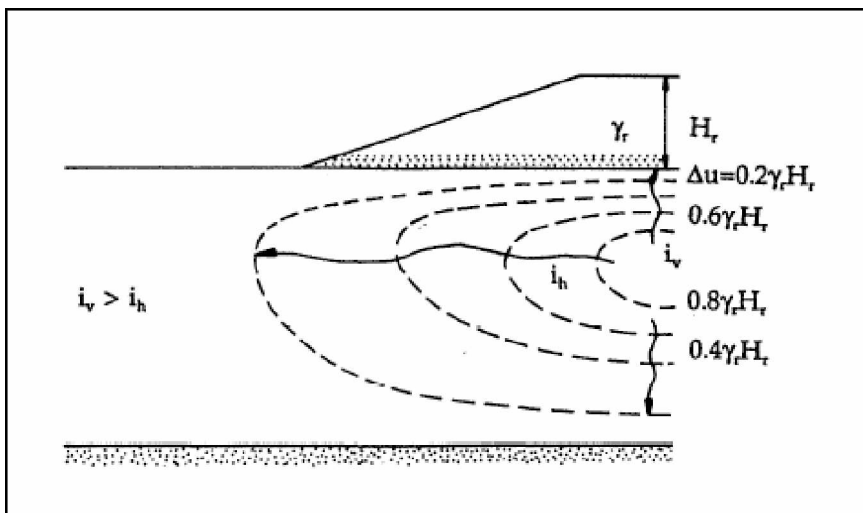
Maan mekaanista käyttäytymistä on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.9) (Leroueil et al 1990). Pengerryksen jälkeistä konsolidoitumisvaihetta edustavat kuvassa jännityspolku painumakäyrä A'D'.

Konsolidaatiovaiheen aikana pengerkuormasta pohjamaahan aiheutunut huokosyli-paine pienenee kuvassa (Kuva 3.17) esitetyn periaatteen mukaisesti.

Painuman komponentit ovat pengerrysvaiheen jälkeen seuraavat:

- Primäärinen konsolidaatiopainuma S_c .
- Sekundäärinen konsolidaatiopainuma S_s .
- Leikkausmuodonmuutosten aiheuttama painuma.

Näistä leikkausmuodonmuutoksista aiheutuvan painuman suuruus voidaan katsoa merkityksettömän pieneksi, kun kokonaisvarmuusluku penkereen sortumaa vastaan on vähintään $F = 1,5$ (Leroueil et al 1990). Jos kokonaisvarmuusluku on pienempi kuin 1,4...1,5 tulisi analysointi tehdä kimmoplastisiin malleihin perustuvilla FEM-ohjelmilla.



Kuva 3.17 Esimerkki huokosveden virtauksesta painuman aikana (Leroueil et al 1990)

3.5.2.2 Painumaparametrit

Primaarista konsolidaatiopainumaa kuvaavissa laskentamenetelmissä käytetään Suomessa tavallisesti seuraavia materiaaliparametreja:

- Kokoonpuristuvuusmoduuli M tai sen parametrit moduuliluku m
- jännityseksponentti β
- Konsolidaatiokerroin c_v , (luku 3.6.4.4)

Lisäksi oleellisen tärkeänä parametrina menetelmissä esiintyy tehokas konsolidaatiojännitys σ'_p .

$$M = m\sigma_v \left(\frac{\sigma'}{\sigma_v} \right)^{1-\beta} \quad (3.17)$$

σ_v vertailujännitys = 100 kPa

σ' tehokas pystyjännitys

Painumaparametrit m ja β sekä tehokas konsolidaatiojännitys σ'_p määritetään ödometrikokeilla.

Tarkoitukseen soveltuvat sekä portaittainen standardikoe (kuormitusporras 24 h) että CRS-koe (Constant Rate of Strain). Koemenetelmien käytöstä on annettu ohjeet julkaisussa Tien pohjarakenteiden suunnitteluperusteet.

3.5.2.3 Primäärinen konsolidaatiopainuman suuruus

Primaarinen konsolidaatiopainuma lasketaan kerroksittain geoteknisen kerroksen i normaalikonsolidoituneelta osalta (polku A'D', Kuva 3.9).

$$S_{ci} = \frac{H_i}{m_i \beta_i} \left[\left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma_{vert}} \right)^{\beta_i} - \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma_{vert}} \right)^{\beta_i} \right] \quad (3.18)$$

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci}$$

S_{Cl} kerroksen primaarinen konsolidaatiopainuma

S_c primaarinen konsolidaatiopainuma penkereen alla

n kerrosten lukumäärä

H_i kerroksen paksuus

m_i normaalikonsolidoituneen osan moduuliluku

β_i NK-osan jännityseksponentti

σ'_{v0i} vallitseva tehokas jännitys kerroksessa i

$\Delta\sigma'_{vi}$ penkereestä aiheutuva lisäjännitys kerroksessa i

σ'_{pi} kerroksen tehokas konsolidaatiojännitys

σ_{vert} vertailujännitys = 100 kPa

Jos jännityseksponentti $\beta = 0$, kerroksen primaarinen konsolidaatiopainuma lasketaan seuraavasti:

$$S_{ci} = \frac{H_i}{m_i} \ln \left(\frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right) \quad (3.19)$$

Penkereestä maapohjaan aiheutuva lisäjännitys lasketaan tavallisesti kimmoteoriaan (Boussinesqin teoriaan) perustuvien jännitysjakautumamenetelmien avulla, RIL 157-I Geomekaniikka I, 1985.

Primaarisen konsolidaatiopainuman suuruuteen vaikuttaa myös painuman itsensä vaikutus maapohjan kokonaisjännitystilaan. Maan huokostilasta poistuu painuman seurauksena vettä, jonka tilavuus vastaa painuneen pengermassan tilavuutta. Jos pohjavedenpinta pysyy painumaprosessin ajan samalla tasolla, on kokonaisjännitystilan muutos $\Delta\sigma$ painumattomassa pohjassa seuraava:

$$\Delta\sigma = -\gamma_w S_p \quad (3.20)$$

γ_w on veden tilavuuspaino
 S_p penkereen painuma

Kokonaisjännitystilan muutos otetaan painumalaskelmissa huomioon muuttamalla vastaavasti pengerkuorman suuruutta inkrementaalisesti ajan mukana tai vaihtoehtoisesti graafisen menetelmän avulla, joka on esitetty mm. julkaisussa Nauhapystyöjitus, TIEL3200251, 1994.

3.5.2.4 Primaarisen konsolidaatiopainuman nopeus

Pengerrysvaiheessa maapohjaan syntyy huokosveden ylipainetta, mikä purkautuu suotovirtauksena sekä pysty- että vaakasuunnassa (Kuva 3.17) ja ilmenee penkereen hitaana primaarisena konsolidaatiopainumana pengerrysajan jälkeen. Konsolidaatioprosessin nopeuteen vaikuttavat mm. seuraavat seikat:

- Tehtävän geometria:
 - Penkereen geometria
 - Painuvan maapohjan paksuus ja kerrostuneisuus
- Virtausreunaehdot:
 - Vettä läpäisevä vai läpäisemätön painumaton pohja
 - Vettä johtavat välikerrokset
- Kuormareunaehdot:
 - Kuormitushistoria
 - Vaiheittain pengerrys
- Alkuehdot
 - Huokospainejakautuma konsolidaation alussa.
- Kerrosten materiaaliominaisuudet
 - Kokoonpuristuvuusmoduuli M, epälineaarisuus
 - Vedenläpäisevyyskerroin k, anisotrooppisuus, epälineaarisuus
 - Samanaikainen sekundaarinen konsolidaatio.

Lähtötietojen monimutkaisuuden vuoksi konsolidaatiopainuman nopeuden ja suuruuden laskenta edellyttää yleensä sopivan numeeriseen menetelmään perustuvan ATK-ohjelman käyttöä.

Yksiulotteisia konsolidaatioteorioita

Tavallisimpia pohjoismaissa käytettyjä yksiulotteisia konsolidaatioteorioita ovat Terzaghin teoria ja Janbun teoria. Molemmat teorialaumat on esitelty RIL 157-I Geomekaniikka I, 1985.

Konsolidaatioteorian mukaan yksiulotteisen kokoonpuristumisen laskentamallia voidaan parhaiten soveltaa seuraavissa tapauksissa:

- Painuva maakerros on homogeeninen ja isotrooppinen
- Painuvan maakerroksen paksuus on enintään puolet penkereen alaosan leveydestä
- Pengerkuorma pysyy vakiona.

Konsolidaatiokerroin c_v , määritetään tavanomaisilla tavoilla portaittaisten tai CRS-ödometrikokeiden tuloksista.

Primäärinen konsolidaatio painuman nopeus in situ selvitetään painumamittausten tulosten perusteella. Tulosten analysointitapana voidaan käyttää menetelmiä, joita esitelty julkaisussa Painuman ennustaminen painumahavaintojen perusteella, Tiehallinnon selvityksiä 49/2001, TIEH 3200695

Kaksiulotteisia konsolidaatioteorioita

Kaksi- ja kolmiulotteisia konsolidaatiolaskelmat ovat yksiulotteisen konsolidaatiolaskelman laajennuksia ja laskelmat ovat käyttökelpoisia vastaavissa olosuhteissa (yllä). Konsolidaatioasteen ja aikatekijän välinen yhteys on esitetty muun muassa lähteissä Korhonen et al. 1993 ja Magnan et al. 1979.

3.5.3 Sekundääripainuman laskenta

Primaarisen konsolidaatiovaiheen jälkeen tapahtuva sekundääripainuma lasketaan tavallisesti Buismanin empiirisellä menetelmällä:

$$S_s = HC_{\alpha\epsilon} \log(t/t_p) \quad (3.21)$$

$t > t_p$

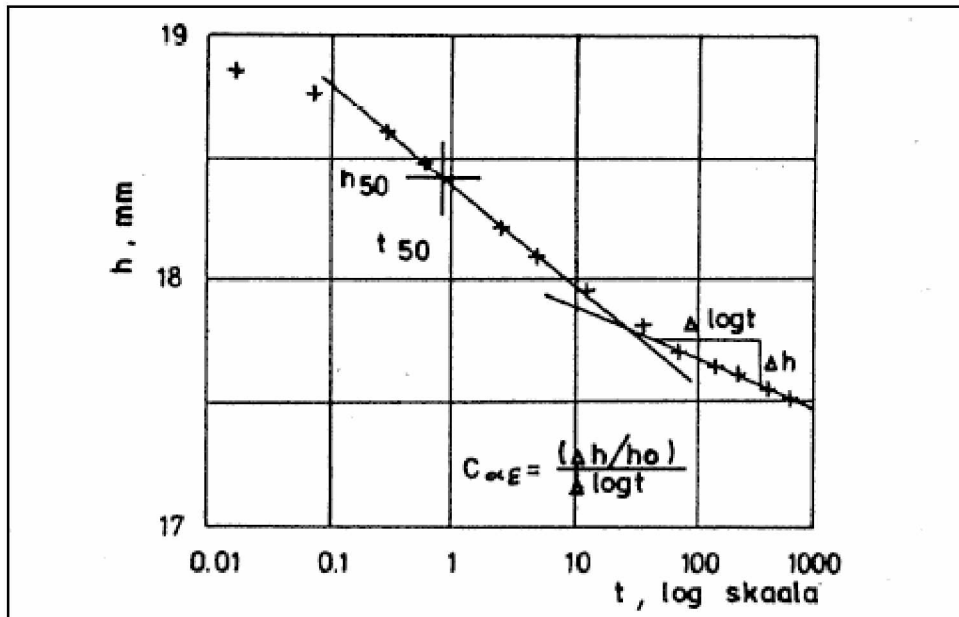
H on painuvan kerroksen paksuus

$C_{\alpha\epsilon}$ sekundääripainuman aikakerroin

t aika rakentamisen alusta

t_p primaarista konsolidaatioastetta $U = 90 \dots 95 \%$ vastaava aika

Sekundääripainuman aikakerroin $C_{\alpha\epsilon}$ määritetään pitkäaikaisten, portaittaisten ödometrikokeiden aika-painumakäyristä (Kuva 3.18).



Kuva 3.18 Sekundääripainuman aikakertoimen $C_{\alpha E}$ määrittäminen portaittaisen ödometrikokeen tuloksista. (Tielaitoksen selvityksiä 67/1994)

Kerroksellisessa maapohjassa sekundääripainuman suuruus lasketaan kerroksittain ja summataan lopuksi yhteen.

3.5.4 Sivusiirtymien arviointi

Penkereen aiheuttama sivusiirtymä pengerluiskan alapuolella voidaan määrittää FEM-laskentaohjelmilla. FEM-laskelman tulosta voidaan arvioida empiirisellä likimääräismenetelmällä, jonka mukaan pengerluiskan alareunan alapuolelle (Kuva 3.19) syntyvä suurin sivusiirtymä pengerrysvaiheen jälkeen on:

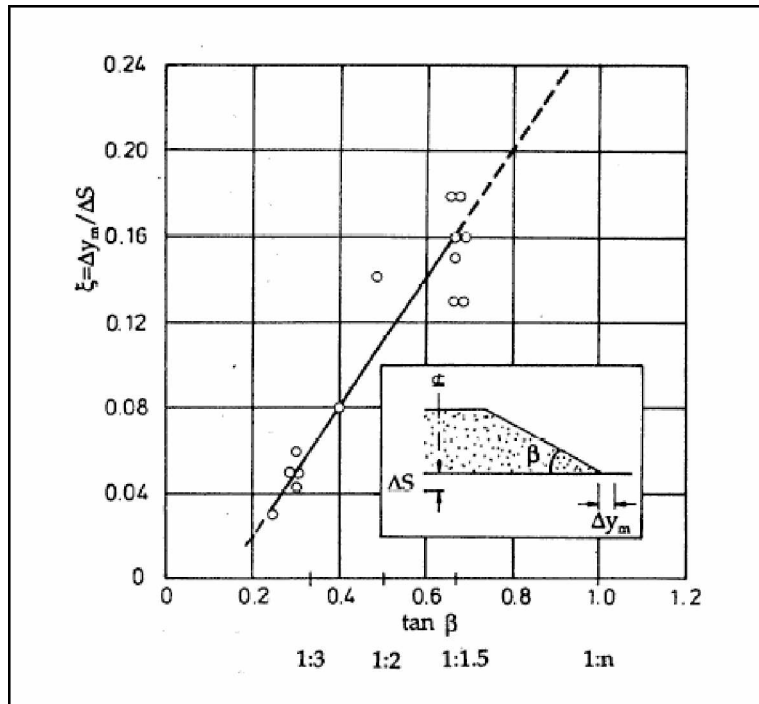
$$y_m(t) = \xi S_c(t) \quad (3.22)$$

t aika primaarisen konsolidaation alusta

$y_m(t)$ suurin sivusiirtymä pengerrysvaiheen jälkeen

$S_c(t)$ primaarinen konsolidaatiopainuma luvussa 3.5.2 esitetyillä menetelmillä laskettuna penkereen keskellä

ξ empiirinen kerroin, Kuva 3.19



Kuva 3.19 Empiirinen kerroin ζ sivusiirtymän arvioimiseksi pengerluiskan kaltevuuskulman β perusteella (Leroueil et al 1990).

Empiirisen aineiston vähyyden takia kerrointa ζ voidaan käyttää, kun varmuuskerroin $F = 1,25 - 1,5$ ja konsolidaatiokerroin $U < 50 \%$ (Leroueil et al 1990). Sivusiirtymän $y_m(t)$ jakautuma syvyys suunnassa saadaan kuvan (Kuva 3.11) perusteella.

3.6 Vaiheittain pengerrys

3.6.1 Stabiilitetin laskenta

Maa-alkion käyttäytymistä penkereen keskilinjän alapuolella on havainnollistettu kuvassa (Kuva 3.20) esitetyn jännitys- ja huokosylipainepolun $O'P'A'B'D'E'F'C'$ avulla.

- 1. pengerrysvaihe $O'P'A'$
- 2. pengerrysvaihe $B'D'$
- 3. pengerrysvaihe $E'G'$

nopeuden määrittämiseen liittyvät materiaaliominaisuudet ja tämän seurauksena myös vallitsevat yhtälöt ovat epälineaarisia. Klassisten, luvussa 3.5.2 esitettyjen menetelmien käyttö vaiheittaispengerryksen laskennallisessa analyysissä saattaa johtaa vakaviin virheisiin.

4 Tien pengerrakenteen suunnittelu

4.1 Johdanto

Tien pengerrakenne on suunniteltava ja rakennettava niin, että se on riittävän luja ja kokoonpuristumaton sekä niin, että pengermateriaali ei huuhtoudu haitallisessa määrin penkereestä veden vaikutuksesta (InfraRYL2010 Osa 1 11200 Pengerrakenne).

Pengerrakenteeseen käytettävien materiaalien tulee olla ympäristökelpoisia ja homogeenisiä. Niiden lujuuden, kokoonpuristuvuuden ja eroosiokestävyyden tulee täyttää kulloisenkin kohteen vaatimukset.

Pengerrakenteen suunnittelussa on varauduttava pohjamaan painumiin ja siirtymiin. Painumien ja siirtymien seurantamittausten suunnitelmissa on annettava ohjeet myös mittaustulosten analysoinnista.

InfraRYL:ssä on annettu seikkaperäiset ohjeet penkereiden rakentamisesta ja osin myös penkereiden suunnittelusta. Seuraavassa on täydennetty näitä ohjeita painottaen niitä asioita, joihin suunnittelussa on otettava kantaa. Tiepenkerein geoteknistä suunnittelua ja eroosiorakenteiden suunnittelua koskevat ohjeet on esitetty luvuissa 3 ja 8.

Tien pengerrakenteen suunnittelun ohjeistus kohdistuu seuraaviin asioihin

- Materiaalivaatimukset
- Leikkausmateriaalien tutkiminen
- Hienorakeisten materiaalien käyttö penkereissä
- Tiiveysvaatimukset
- Pintamaan poisto pehmeiköllä
- Penkerein liukumariski sivukaltevassa maastossa
- Pengerrakenteen kuivattaminen
- Seurantamittausten tarve
- Pohjamaan painuma- ja siirtymäseurannan suunnittelu

4.2 Materiaalit

Materiaalivaatimukset

Pengermateriaalina käytetään hiekkaa ja sitä karkeampia tiivistettävissä olevia kivennäismaalajeja. Materiaali ei saa sisältää kiviä tai lohkareita, joiden läpimitta on suurempi kuin 2/3 kerralla tiivistettävän kerroksen paksuudesta. Penkereiden maainekset eivät saa sisältää haitallisia määriä epäpuhtauksia (InfraRYL).

Tämän lisäksi kuivakuorisavea tai -silttiä on mahdollista käyttää pengerrakenteissa voileipä rakenteena, jos ne ovat osoittautuneet laboratoriotutkimuksissa penkereeseen sopivaksi ja työt voidaan ajoittaa riittävän kuivaan ajanjaksoon.

Leikkausmateriaalien tutkiminen

Suunnitteluvaiheessa leikkausmateriaalien ominaisuudet on tunnettava ja tarvittaessa tutkittava mm. seuraavia käyttötarkoituksia varten:

1. tien tasauksen ja linjauksen suunnittelu
2. päällysrakenteiden suunnittelu
3. eroosiosuojausten tarpeen arviointi ja suojausten suunnittelu
4. rakennuskustannusten arviointi
5. urakoitsijan työsuunnittelun tarpeet

Tieleikkausten tutkimusohjeet on esitetty Tiehallinnon ohjeessa: Geotekniset tutkimukset ja mittaukset, Helsinki 2008.

Pohjamaasta määritetään suunnitteluvaiheessa lähinnä rakeisuuden perusteella materiaalin kelpoisuusluokka S1...S4, H1...H4, U1...U4., minkä perusteella voidaan arvioida materiaalin soveltumista pengerrykseen erilaisissa olosuhteissa. Asiasta on esitetty tarkemmat ohjeet InfraRYL:ssä sekä Tiehallinnon julkaisussa Tierakenteen suunnittelu, Helsinki 2004

Pengertäytteeksi käytettävän leikkausmateriaalien työnaikaisesta tutkimisesta on InfraRYL:ssä esitetty ohjeet. Niiden mukaan pengertäytteen kelpoisuus tarkastetaan rakeisuuden perusteella maaleikkauksen tarkastuksen yhteydessä tai ottopaikoilla keskimäärin

- penkereissä 4000 m³tr välein
- aina kun silmämääräisesti havaitaan, että materiaali poikkeaa aikaisemmassa
- aina ottopaikan vaihtuessa.

Suunnittelijan on tarkennettava rakentamisen aikaisen materiaalitutkimuksen ohjeita, jos esim. materiaalin käyttökohde sitä edellyttää.

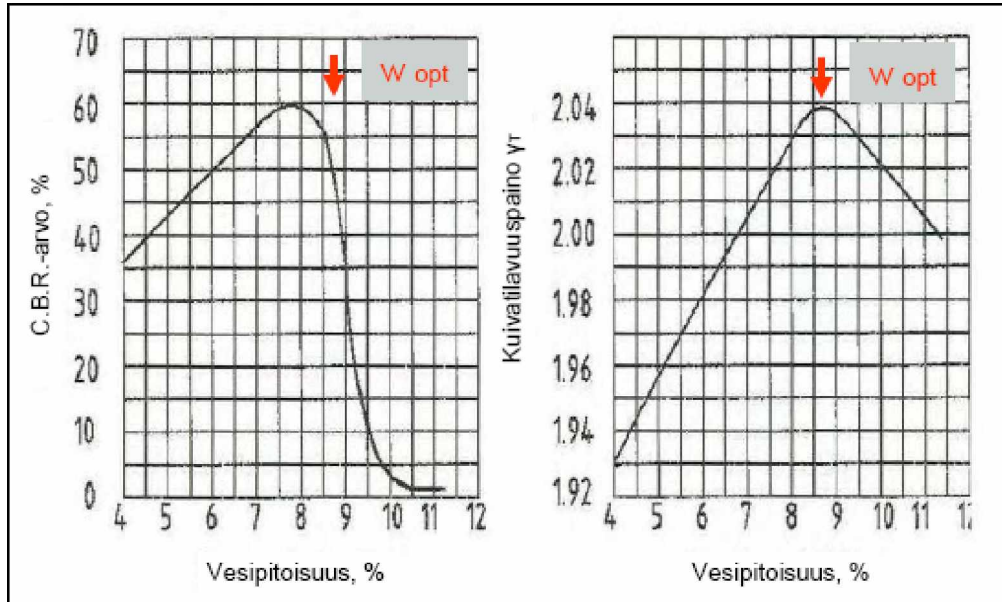
Hienorakeisten materiaalien käyttö penkereissä

Savia, silttejä ja hienorakeisia moreeneja käytetään yleensä hyvin vähän tienrakentamisessa. Mahdollisia käyttökohteita ovat olleet luiskatäytöt, vastapenkeret ja maastonmuotoilut. Myös kuivien silttien ja savien käyttö tavallisissa pengerrakenteissa voi olla mahdollista, jos materiaalit ovat riittävän kuivia ja penkeret rakennetaan riittävän kuivissa olosuhteissa. Hienorakeisten materiaalien käyttö edellyttää aina huolellista tutkimista, suunnittelua ja rakentamista.

Hienorakeisten hiekkojen ja moreenien käyttöedellytyksiä voidaan arvioida Tiehallinnon julkaisussa Tierakenteen suunnittelu, Helsinki 2004 esitetyn taulukon 10 avulla.

Kuivakuorisavien ja -silttien soveltuvuutta pengermateriaaliksi tutkitaan laboratorioissa lähinnä Proctorkokeiden ja CBR-kokeiden (CBR = California Bearing Ratio) avulla. Yleensä kuivakuorisavien vesipitoisuus on suurempi kuin niiden optimivesipitoisuus. Savea tiivistettäessä, siitä ei yleensä saada poistettua vettä. Tämä merkitsee sitä, että tiivistettyjen savikerrosten suhteellinen tiiviys jää melko pieneksi, 70–90 %. Mitä enemmän saven vesipitoisuus ylittää optimivesipitoisuuden, sitä pienemmäksi jää saavutettavissa oleva suhteellinen tiiviys ja sitä suurempia jälkipainumia on odotettavissa.

Eri vesipitoisuuksilla tehtyjen CBR-kokeiden avulla saadaan määritettyä kuinka herkkä maalaji on vesipitoisuuden vaihtelulle. Hienorakeisimmilla maalajeilla maksimikantavuus saavutetaan usein Proctor-kokeella saatua optimivesipitoisuutta pienemällä vesipitoisuudella. Ks. kuva 4.1.

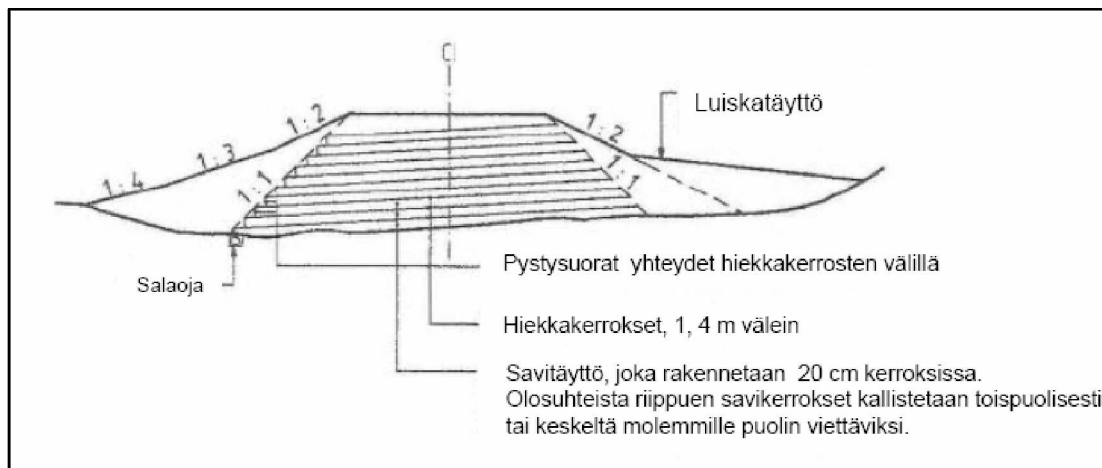


Kuva 4.1 Esimerkki vesipitoisuuden vaikutus maalajin CBR-arvoon ja Proctorkokeella määritettyyn kuivatilavuuspainoon. (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Kuivakuorisavien tai -silttien käyttö pengerrakenteissa edellyttää voileipäarakenteiden käyttöä, jolloin savikerrosten (60 ... 120 cm) väliin sijoitetaan vähintään 30 cm paksut välikerrokset karkeammasta kiviaineksesta, esim. sorasta. Niiden tehtävänä on johtaa pois kuivatusvedet ja toimia materiaalisiirtojen alustana.

Kuivakuorisavien ja -silttien käytölle asetetaan seuraavat suuntaa-antavat vaatimukset, jotka on tarkennettava rakennussuunnitelmassa tapauskohtaisesti:

- savi- ja silttimalsoja ei käytetä korkeissa penkereissä eikä sivukaltevissa paikoissa
- saven luonnontilaisen vesipitoisuuden on oltava pienempi kuin hienousluku
- leikkausmassojen luonnontilaisen vesipitoisuuden on oltava < 30 ... 40 %
- voileipäarakenteen välikerrokset on vietävä jatkuvana luiskan pintaan asti veden poisjohtumisen varmistamiseksi tai välikerrosten päihin on rakennettava ne keskenään yhdistävä läpäisevä rakenne siten, että kerrokset pääsevät kuivattumaan, ks. Kuva 4.2
- työt on ajoitettava mahdollisimman vähäsateiseen vuodenaikaan
- penkereille varataan vähintään 1 vuoden painuma-aika



Kuva 4.2 Esimerkki hienorakeisista materiaaleista rakennetun penkereen rakenteesta. (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Pengermateriaalin tiiveysvaatimukset

Tien pengertäytteen tiiveyden keskiarvovaatimukset on esitetty taulukossa 4.1. Käytettäessä pengertäytteenä hienorakeisia maalajeja on tiiveysvaatimukset täsmennettävä tapauskohtaisesti perustuen pengermateriaalien laboratoriotutkimuksiin.

Taulukko 4.1 Tien pengertäytteen tiiveysarvojen keskiarvovaatimukset, InfraRYL. Yksittäinen tiiviysaste saa alittaa vaatimusrajan enintään 5 %-yksikköä.

Kuormitusluokka (KKL _{20vuotta} , milj. stand. akselia)	Syvyys tien tasausvii- vasta, m	Alusrakenneluokka ¹⁾		
		A,B,C,D, tai uE	uF, uH, uI	uG
0,8...25	< 2	95	92	-
	2...5	90	87	-
	> 5	-	-	-
0,1...0,4	< 3	90	87	-
	≥ 3	-	-	-

1) Alusrakenneluokat esitetään InfraRYL:n liitteissä taulukossa Liite:T17 ja Liite:T18. Ryhmittely on tehty kelpoisuusluokan ja olosuhteiden mukaan.

4.3 Maapenkereen alusta

Pintamaan poisto pehmeiköllä

Humuksinen pintamaa poistetaan yleensä pehmeiköillä. Suunnittelijan on otettava kantaa pintamaan poiston tarpeeseen.

Pohjatutkimuksilla ja maastokäynneillä pehmeikköjen pintamaasta on selvítettävä ja arvioitava seuraavat seikat:

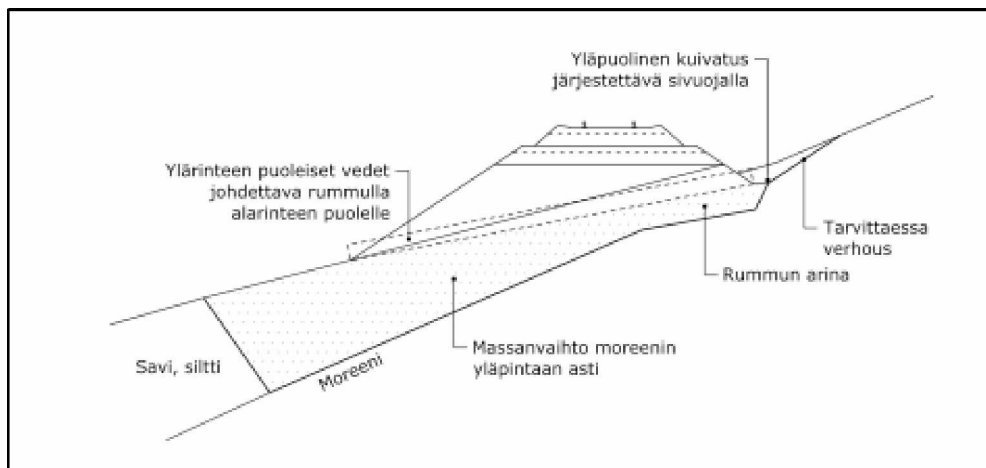
- pintamaan paksuus
- maalaji
- kivisyys

- rakenne; mahdollisen juuriston laatu
- orgaanisen aineksen maatumisriski.

Ottaessaan kantaa pintamaan poistotarpeeseen suunnittelijan on pohdittava pintamaan käyttäytymistä lopullisessa rakenteessa ja sen mahdollisen poistamisen vaikutuksia sen alapuolisen kerroksen häiriintymiseen. Yleensä vain sellaiset ohuet, homogeeniset ja vähäkiviset pintamaat kannattaa jättää poistamatta, joilla on esimerkiksi puiden juuriston ansiosta selvä kantavuutta parantava vaikutus. Näin voi käydä yleensä vain alempiluokkaisilla teillä.

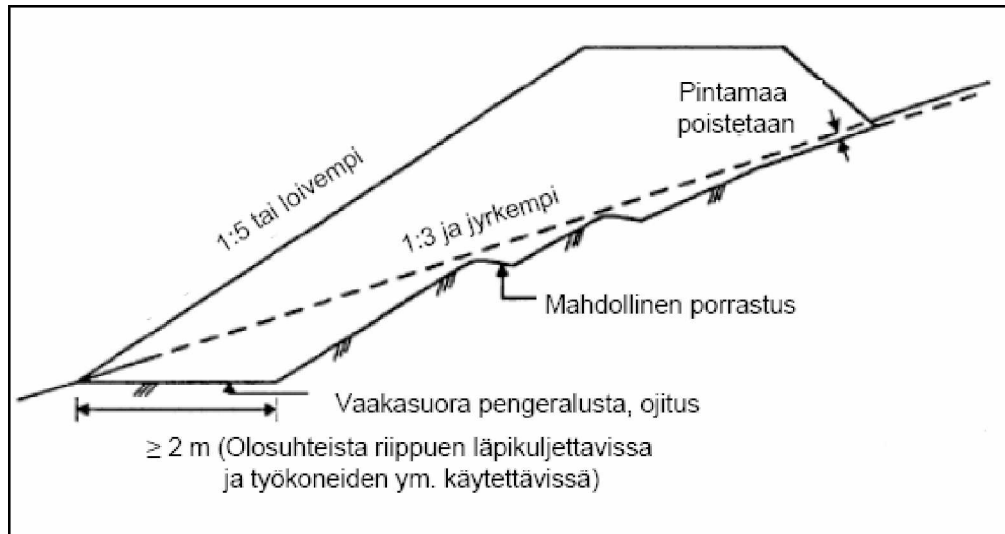
Penkereen liukumariski sivukaltevassa maastossa

InfraRYL:n mukaan sivukaltevissa maastoissa penkereen liukumisriskin estämiseksi tarvittavat toimenpiteet esitetään työkohtaisissa suunnitelma-asiakirjoissa. Suunnitelmissa on esitettävä vähintään periaateratkaisut liukumariskin estämisestä sekä ohjeet työnaikaisista tarkistuksista. Suunnitteluvaiheessa liukumariskin suuruutta on yleensä vaikea määrittää laskennallisesti. Sivukaltevassa maastossa ohuet savi- tai silttikerrokset kannattaa yleensä aina vaihtaa kantavampiin täyttömateriaaleihin, ks. kuva 4.3.



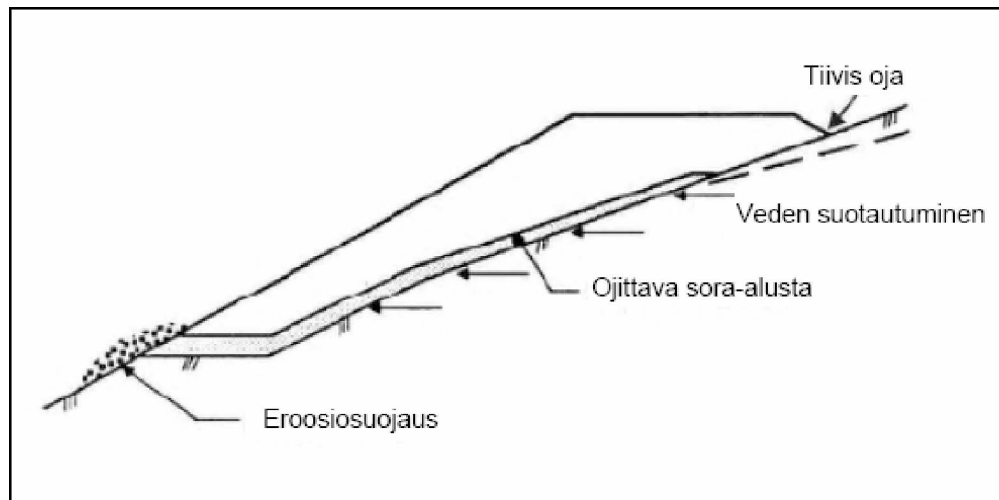
Kuva 4.3 Esimerkki penkereen liukumariskin estämiseksi. (InfraRYL)

Kalliopohjalla liukumisriski on tarkastettava pintamaan poiston jälkeen, kun kallio on näkyvässä. Liukumariskin pienentämiseksi penkereen alaluiskan juuren kalliopinta kannattaa louhia yleensä vaakasuoraksi. ks. kuva 4.4.



Kuva 4.4 Esimerkki penkereen alaluiskan juuren kalliopinnan louhimisesta vaakasuoraksi. (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Sivukaltevassa maastossa on huolehdittava myös siitä, että pohjamaasta suotautuva pohjavesi ei aiheuta eroosiota tai heikennä penkereen vakavuutta. Kuvassa 4.5 on esimerkki penkereen alle rakennettavasta kuivatuskerroksesta.



Kuva 4.5 Esimerkki penkereen alapuolisesta eroosiosuojauksesta. (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

4.4 Pengerrakenteen kuivattaminen

Päällys- tai pengerrakenteisiin voi suotautua vettä tien pinnalta, sivuilta ja pohjamaasta. Veden suotovirtaus maarakenteissa voi aiheuttaa sisäistä eroosiota ja päällysrakenteen vaurioitumisen. Lisäksi rakenteissa oleva ylimääräinen vesi heikentää tierakenteiden kykyä kestää liikennekuormitusta.

Rakenteisiin päässyt vesi voi virrata niissä pitkiäkin matkoja ja purkautua hallitsemattomasti. IntraRYL:ssä on esitetty ohjeet veden purkautumisaukkojen ja -paikkojen rakentamisesta huonosti läpäisevien luiskatäyttöjen läpi, jotta pengerrakenteeseen suotautuvat sulamis-, sade- ja pohjavedet pääsevät purkautumaan hallitusti.

Suunnittelussa tulee arvioida InfraRYL:n ohjeiden mukaisten purkautumisaukkojen riittävyys ja suunniteltava tarvittaessa niitä täydentäviä kuivatusrakenteita. Suunnittelussa on kiinnitettävä erityistä huomiota pituussuuntaisen vedenvirtauksen estämiseen tierungossa. Sen riskiä kasvattavat pohjamaasta suotautuvien pohjavesien suuri määrä ja tien suuri pituuskaltevuus. Veden virtaus voidaan estää esimerkiksi tien poikki rakennettavilla salaojilla.

Penger- ja päällysrakenteen kuivatusrakenteiden riittävyys on tarkistettava rakentamisaikana vastaamaan todellisia pohjasuhteita. Erityisesti tulee huomioida pohjavesisuhteiden vaikutus pohjamaan ja pengermateriaalin laatuun.

4.5 Seurantamittaukset

Seurantamittausten tarve

Pohjarakenteiden suunniteltu toiminta ja työnaikainen vakavuus on varmistettava riittäväillä seurantamittauksilla kuten rakenteiden painuma- ja siirtymämittauksilla sekä huokosvedenpaineen seurantamittauksilla.

Jos on olemassa riski, että pengerrys aiheuttaa maaperään haitallisia painumia, on niitä seurattava mittauksin. Samoin menetellään, jos on syytä epäillä painuman suuruuteen liittyvien tuotevaatimusten raja-arvojen voivan ylittyä.

Siirtymämittauksia tarvitaan kohteissa, missä tienrakennustyöt heikentävät rakennuskohteen alueellista vakavuutta.

Huokosvedenpainemittauksia voidaan tarvita työnaikaisen vakavuuden varmistamisessa. Huokosvedenpaine voi nousta pengerryksen (ks. kuvat 3.2 ja 3.8), paalutustöiden tai syvästabilointitöiden vaikutuksesta.

Seurantamittausten suunnittelu

Painumaseurannasta ja muista seurantamittauksista on laadittava suunnitelma. Seurantamittausten tulosten käsittelyä varten suunnittelijan on esitettävä mittaussuunnitelman ohella myös ohjeet siitä kuinka tuloksia käsitellään ja tulkitaan. Jos rakennussuunnitelman laatiminen sisältyy rakennusurakkaan, on tiesuunnitelmassa otettava kantaa painuma- ja siirtymämittausten laajuuteen ja sisältöön.

Suunnittelussa on määritettävä penkereiden painuma-ajan tarve sekä esitettävä ohjeet painumaseurannasta ja tulosten käsittelystä. Pehmeiköillä sijaitseville penkereille on varattava riittävän pitkä painuma-aika. Painuma-aika määritetään painumalaskelemien perusteella.

Jos penger suunnitellaan rakennettavaksi vaiheittain, on suunnittelussa määritettävä edellytykset (painuman suuruus, painuma-aika ja -nopeus, huokosvedenpaine tai leikkauslujuus) sille, milloin pengertä voidaan korottaa.

Jos penger rakennetaan hienorakeisesta materiaalista, on suunnittelussa määritettävä vaatimukset penkereen tiivistymiselle (tiivistymisen suuruus ja tiivistymisnopeus).

Suunnitelma-asiakirjoissa esitetyt painuma- ja tiivistymisajat ovat arvioituja aikoja. Lopulliset painuma- ja tiivistymisajat määrätään työaikaisten mittausten perusteella. Työaikatauluissa on varauduttava siihen, että painumat ja tiivistyminen tapahtuvat odotettua hitaammin.

Painumaseurannasta ja muista seurantamittauksista on laadittava suunnitelma. Seurantamittausten tulosten käsittelyä varten suunnittelijan on esitettävä mittaussuunnitelman ohella myös ohjeet siitä kuinka tuloksia käsitellään ja tulkitaan.

II MAALEIKKAUS

5 Maaleikkauksen suunnitteluperusteet

5.1 Maaleikkauksen geotekninen suunnittelu

Maaleikkauksen geoteknisen suunnittelun vaatimukset kohdistuvat ensisijaisesti:

- Leikkauksen vakavuuteen
- Pohjaveden hallintaan
- Eroosion huomiointiin
- Ympäristövaikutusten hallintaan, lähinnä pohjaveden alenemisen, ympäristön painumien ja alueen vakavuuden suhteen

Jos maaleikkaus aiheuttaa pysyvää pohjaveden suotautumista, on ympäristöviranomaisten kanssa selvittävä onko suotauminen hyväksyttävissä vai onko se rakenteellisesti estettävä. Samoin on selvittävä pohjaveden suojauksen tarve pilaantumisista vastaan.

Geotekninen suunnittelu perustuu seuraaviin ohjeisiin:

- Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-01
- Geotekniset laskelmat TIEH 2100018-v-03
- Geotekniset tutkimukset ja mittaukset TIEH 2100057-08

Lisäksi leikkauksiin liittyviä laskelmia on käsitelty muun muassa:

- Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat, Tiehallinnon sisäisiä julkaisuja 43/1992

5.2 Maaleikkauksen suunnittelu maarakenteena

Maaleikkauksen suunnittelun vaatimukset kohdistuvat ensisijaisesti leikkauksen suunnitteluun maarakenteena: suunnitteluun sisältyvät sekä rakenteelle että rakentamistyölle suunnitelmassa asetettavien vaatimusten määrittely.

Suunnittelu perustuu seuraaviin ohjeisiin:

- Maaleikkauksia ja penkereitä koskevat yleiset tekniset vaatimukset esitetään InfraRYL 2010 kohdassa 16100

5.3 Tekniset vaatimukset

Maaleikkauksia koskevat yleiset tekniset vaatimukset on esitetty InfraRYL 2010 kohdassa 16100. Maaleikkausta koskevassa suunnitelmassa sekä **työkohtaisessa työselostuksessa ja laatuvaatimuksissa** esitetään näitä vaatimuksia täydentävät tai niistä poikkeavat vaatimukset.

6 Maaleikkauksen geotekninen suunnittelu

6.1 Vahvistamattoman maaleikkauksen mitoitus

Johdanto

Tässä luvussa kuvataan geoteknisen suunnittelun osatehtävät vahvistamattoman maaleikkauksen suunnittelua ja mitoitusta silmälläpitäen.

Suunniteltaessa maaleikkausten tekoa pohjaveden pinnan yläpuolella karkearakeisissa ja moreenimaalajeissa voidaan luiskakaltevuus valita suuruusluokkatarkasteluna maalaji- ja tiiveystietojen perusteella eikä erityisiä mitoituslaskelmia välttämättä tarvita.

Hyvin löyhissä maakerroksissa, koheesiomaissa ja erityisesti pohjaveden pinnan alapuolelle ulottuvissa leikkauksissa tarvitaan yksityiskohtaista geoteknistä mitoitusta ja suunnittelua.

Mikäli leikkauksen vakavuus ei ole riittävä tai sen ympäristövaikutukset eivät ole hyväksyttävällä tasolla, on leikkaukseen suunniteltava sellaiset rakenteet, että tuotevaatimukset täyttyvät.

Tämän luvun sisältö koskien maan mekaanista käyttäytymistä ja pohjaveden vaikutusta on julkaisun Anu Näätänen: Vahvistamattoman tieleikkauksen mitoitus (osa julkaisusta), TIEH sisäisiä julkaisuja 43/1992 mukainen, mutta esitystä on tiivistetty ja täydennetty.

Suunnittelun rajapinnat

Maaleikkauksen geoteknisen suunnittelun vaatimukset kohdistuvat ensisijaisesti vakavuuteen, pohjaveden hallintaan, eroosion huomiointiin ja ympäristövaikutusten hallintaan. Tämän vuoksi geotekninen suunnittelu ja mitoitus edellyttävät paitsi varsinaista geoteknistä tarkastelua, myös tiivistä yhteistyötä suunnittelu- ja projektiorganisaation muiden jäsenten välillä.

Suunnittelutehtävän alussa selvitetään tilaajan määrittämät suunnittelukriteerit, jotka muodostuvat toimivuusvaatimuksista ja teknisistä tuotevaatimuksista. Teknisiin vaatimuksiin kuuluvat yleensä varmuuslukuvaatimukset leikkauksen vakavuudelle. Tämän lisäksi saatetaan asettaa kohdekohtaisia vaatimuksia hyväksyttävälle ympäristövaikutuksille.

Geoteknisten vaihtoehtojen ja kustannusten sekä yksityiskohtaisen geoteknisen suunnittelun tarpeita varten tulisi mahdollisimman aikaisessa vaiheessa selvittää mm. seuraavia seikkoja:

- Linjauksen ja tasauksen muutosmahdollisuudet ja niiden vaikutukset
- Käytettävissä oleva tiealue ja siihen kohdistuvat rajoitukset
- Tiealueelle sijoittuvien rakenteiden aiheuttamat rajoitukset

- Ympäristön ja läheisten rakenteiden aiheuttamat rajoitukset
- Käytettävissä oleva rakennusaika
- Päällysrakenne
- Varmuusluvut vakavuustarkasteluissa
- Teknisiin ratkaisuihin liittyvät riskit
- Rakennus- ja kunnossapitokustannusten aiheuttamat rajoitukset

Geoteknisen suunnittelun osatehtävät

Tieleikkauksen geotekninen suunnittelu sisältää seuraavat neljä toisiinsa linkittyvää osatehtävää:

1. Rakennuspaikan pohjatutkimukset eri suunnitteluvaiheissa ja niitä täydentävät laboratoriotutkimukset sekä in situ -mittaukset. Tutkimusten laajuus ja laatu riippuvat mm. pohjasuhteista, kohteen laajuudesta ja vaativuudesta ja leikkauksen ympäristövaikutuksista sekä mahdollista pohjavahvistus- ja tukirakennevaihtoehtoista. Pohjatutkimusten osalta noudatetaan ohjetta:

- Geotekniset tutkimukset ja mittaukset TIEH 2100057-08

Tämän lisäksi julkaisussa Tieleikkauksen pohjatutkimukset, Geotekniikan informaatiojulkaisuja, Tielaitoksen selvityksiä 79/1995 on esitetty hyödyllisiä ohjeita.

2. Tien tasauksen ja tyyppipoikkileikkauksen arviointi yhteistoiminnassa tiesuunnittelijoiden kanssa. Yksityiskohtaista geoteknistä suunnittelua vaativien paaluvälien määrittäminen.

3. Poikkileikkauksen suunnittelu leikkausosuudella ja sen mitoitus stabiliteettilaskelmien avulla. Tällöin on otettava huomioon myös käytettävissä oleva tiealue mahdollisia kevennysleikkauksia tai luiskaloivennuksia varten sekä vaikutukset pohjavesisuhteisiin. Vakavuuslaskelmat tehdään leikkausvaiheen lisäksi myös käyttötilassa.

4. Mahdollisten ympäristövaikutusten seurantamittausjärjestelmän suunnittelu. Ympäristön seuranta kohdistuu tavallisimmin pohjaveden hallintaan ja leikkauksen vaikutusalueella olevien rakenteiden suojaamiseen.

Mahdollisen **kaivantosuunnitelman laatiminen** vaativissa kohteissa. Suunnitelmaa laadittaessa sovelletaan ohjetta RIL 181-1989 Rakennuskaivanto-ohje. Suunnitelmasa esitetään erityisesti työvaiheet sekä mahdollisen tuennan ja pohjaveden hallinnan toteuttaminen suhteessa työvaiheisiin.

6.2 Geotekninen mitoitus

Leikkauksen geoteknisessä mitoituksessa sovelletaan kappaleessa 3.4.1.4 esitettyjä laskentamenetelmiä stabiliteettitarkasteluissa.

Laskentatuloksia arvioitaessa tulee ottaa huomioon käytettävän laskentamenetelmän ja laskentaohjelman rajoitukset.

Esitetyt laskentamenetelmät ja niitä soveltavat ATK ohjelmat on yleensä tehty luonnonluiskien tai pengerten stabiliteetin laskentaan eikä niillä pystytä kovin hyvin huo-

mioimaan leikkauksen aiheuttamaa jännitystilan muutosta pohjamaassa. Jännitystilan muutokset voidaan yleensä ottaa huomioon vain numeerisiin menetelmiin perustuvilla ohjelmilla. Myöskään suotovirtauksen huomiointi ja pohjaveden tasojen mallinnus ei ole mahdollista useimmilla ohjelmilla.

Mikäli leikkaus tehdään silttiin tai karkearakeisiin maakerroksiin tai hienorakeisten tai eloperäisten maakerrosten alapuolella esiintyy karkearakeisia vettä johtavia kerroksia, on tarkistettava leikkauksen varmuus hydraulista murtumaa vastaan.

6.3 Maan mekaaninen käyttäytyminen leikkauksessa

Maakerroksen geotekniset ominaisuudet

Tässä kappaleessa käsitellään niitä maakerroksen geoteknisiä ominaisuuksia, joilla on vaikutusta leikatun luiskän mekaaniseen käyttäytymiseen. Nämä ominaisuudet on selvitettävä etukäteen ja otettava huomioon luiskän suunnittelussa. Maan mekaaninen käyttäytyminen riippuu sekä maakerroksen fysikaalisesta tilasta että rakenteellisista ominaisuuksista. Tärkeimmät luiskän mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavat geotekniset ominaisuudet ovat:


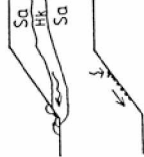
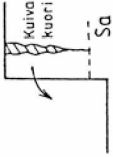

- maalaji
- konsolidaatiotila
- tiiviys
- konsistenssi
- isotrooppisuus
- huokospainejakauma
- jännitystila ja jännityshistoria
- lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet
- vedenläpäisevyys

Sortumamekanismit

Maalaji ja muut pohjasuhteet määräävät osittain, mikä murtomekanismi kulloinkin voi tulla kysymykseen. Taulukossa 6.1. on esitetty sortumamekanismit, jotka voivat esiintyä pehmeiköille leikatuissa luiskissa.

Taulukko 6.1 Maaluiskien sortumamekanismit pehmeiköllä (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Taulukko 6.1 Havaintojen perusteella laadittuja ja pehmeiköille leikattujen maaluiskien sortumamekanismeja [Näätänen 1992]

Kuva	Sortumatyyppi	Maalaji	Sortumamekanismin kuvaus	Sortuman ehkäisytavat
	1. Juoksusortuma	Siltimaalajit, joskus myös vedenkylästävät turve, lieju, savi ja hienohiekkakerrokset	Esiintyy vedenkylästävässä maakerroksessa, kun vesipitoisuus lisääntyy (Sr 100%) niin paljon, että maa menettää lujuutensa ja nesteytyy. Plastisoitunut maamassa valuu luiskaa alas. Sortuman voi aiheuttaa rankkasade tai lumen ja roudan sulaminen.	Pintaverhoukset tai riittävän paksu suodatin
	2. a) Pohjavesierosio 2. b) Pintaerosio	a) Koheesiomaalajit, joiden välissä hyvin vettä läpäisevä kerros b) Sekä kitka- että koheesiomaalajit	Pohjavesierosioita esiintyy luisissa, kun pohjavedenvirtaus muuttuu siten, että vesi suotaa luisassa. Veden suotautuminen luisan juuressa aiheuttaa maakerrosten löyhtymistä ja rakeiden siirtymistä. Tämän sortumamekanismin yhteydessä on erityisesti tarkasteltava luisan pinnan stabiiliteettia. Pintaerosioita aiheuttaa virtaava pintavesi (rankkasade, avovesi) tai tuuli.	a) Kuivatus tai suodatin b) Pintaverhoukset tai kasvillisuus
	3. Kaatuma	Kuivakuorisavi, jonka alla on heikompi koheesiomaakerros	Esiintyy pystysuorissa ja jyrkissä leikkausluisissa. Tälle sortumatyypille on ominaista maan kaatuminen olemassa olevasta halkeamasta tai muusta epäjatkuvuuskohdasta pois päin. Halkeamien kautta maahan imeytyvät sulamis- ja sadevedet saattavat aiheuttaa huokospaineen kasvua ja tehokkaasti leikkauslujuuden pienenemistä. Kaatuman syntyyn vaikuttaa myös raossa vallitseva jään tai veden paine.	Tukiseinät, tukimuurit, naulaus
	4. Liukusortuma a) Pyörähdysortuma b) Tasosortuma	Koheesiomaalajit, joskus myös kitkamaalajit	Maakerroksen muodostuu pinta tai vyöhyke, jossa maapohjaan kehittyneet jännitykset ylittävät maan leikkauslujuuden. Sortuva kappale menettää tasapainonsa. Sortuman koko voi vaihdella muutamista kymmenistä metreistä aina satoihin metreihin. Suuret sortumat tapahtuvat usein progressiivisesti, jolloin ensimmäinen sortuma tekee toisen sortuman mahdolliseksi jne. Liukupinnan muoto voi olla vaihtelevan muotoinen. Homogeenisissa koheesiomaakerroksissa sortuma tapahtuu usein lähes ympyrän muotoista liukupintaa pitkin. Kerroksellisissa maapohjassa voi sortuma noudattaa tasomaista liukupintaa.	Kevennysleikkaukset, paalutus, naulaus, syvästabilointi, tukipenger, tukimuuri

Leikkauslujuus

Kun luonnontilaista maakerrosta kaivetaan, jännitykset maaperässä pienenevät ja mikäli maakerros on huonosti vettä läpäisevä, on maakerros leikkauksen jälkeen ylikonsolidoituneessa tilassa. Kuva 6.1 esittää konsolidaatiotilan ja tiiviyn vaikutusta savinäytteen käyttäytymiseen avoimessa kolmiakselikokeessa.

Hienorakeisissa maalajeissa leikkausvastus syntyy rakeiden välisistä kiinnevoimista eli koheesiosta sekä kitkasta. Maakerroksen leikkauslujuus voidaan esittää Coulombin yhtälön avulla, joka voidaan kirjoittaa sekä kokonaisjännityksille (6.2) että tehokkaille jännityksille (6.3).

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (6.2)$$

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \tan \varphi' \quad (6.3)$$

τ_f on leikkauspinnalla vaikuttava leikkausjännitys murtohetkellä

σ_n on leikkauspinnalla vaikuttava normaalijännitys

c koheesio, maaparametri

φ leikkauskestävyyskulma, maaparametri

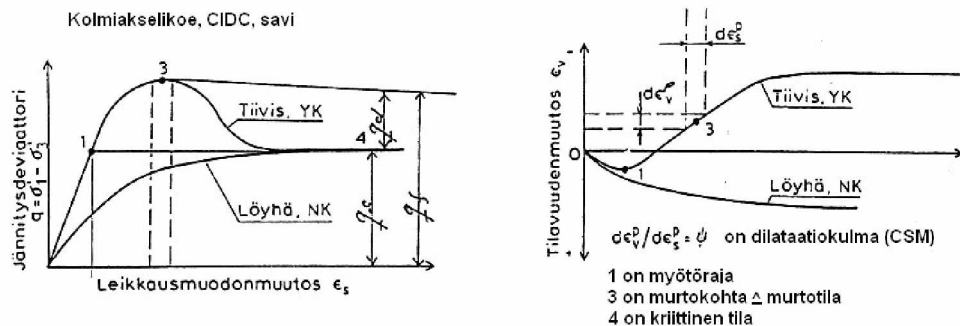
yläindeksi ' viittaa tehokkaisiin parametreihin

$$\tau_f = c_u = s_u \quad (6.4)$$

s_u on suljettu leikkauslujuus

Tehokkaat lujuusparametrit määritetään laboratoriossa kolmiakselikokeella. Hienorakeisten maalajien suljettuleikkauslujuus voidaan määrittää siipikairalla in-situ ja laboratoriossa rasialeikkaus-, puristus- tai kolmiakselikokeella.

Konsolidaatiotila (OCR) lasketaan esijännityksen ja vallitsevan jännityksen avulla. Esijännitys määritetään luonnontilaisesta hienorakeisesta näytteestä ödometrikokeella.



Kuva 6.1 Tiiviin ylikonsolidoituneen ja löyhän normaalisti konsolidoituneen savinäytteen käyttäytyminen avoimessa kolmiakselikokeessa (CIDC) Korhosen mukaan (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992).

Maan plastiset ominaisuudet ja niiden vaikutus koheesioon

Konsistenssilla kuvataan koheesiomaakerrosten fysikaalista tilaa. Hienorakeisten maalajien konsistenssilla tarkoitetaan niiden jäykkyyttä ja muovailtavuutta häirittyinä. Konsistenssilukua voidaan pitää kitkamaan suhteellista tiivyyttä vastaavana lukuna koheesiomaalajeilla. Konsistenssiluku määritellään yhtälöllä (6.5) (RIL 157-I Geomekaniikka I).

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} \quad (6.5)$$

I_c on konsistenssiluku

w luonnollinen vesipitoisuus, %

w_p plastisuusrajaa vastaava vesipitoisuus, %

w_L juoksurajaa vastaava vesipitoisuus, %

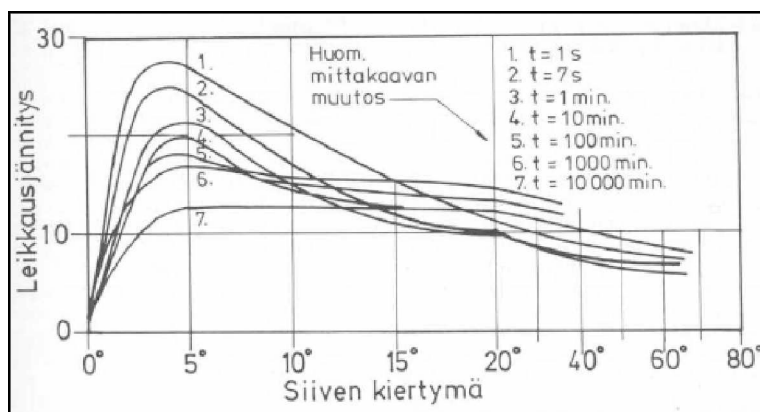
Kun konsistenssiluku $I_c < 0$ on maan olomuoto puolittain juokseva tai juokseva. Konsistenssilla on merkitystä erityisesti arvioitaessa juoksusortuman mahdollisuutta. Plastisuusluku I_p kuvaa plastisen alueen suuruutta ja se voidaan laskea kaavan (6.6) avulla [RIL 157-I Geomekaniikka I]

$$I_p = w_L - w_p \quad (6.6)$$

Vesipitoisuudella ja plastisilla ominaisuuksilla on merkittävä vaikutus koheesioon. Käytännössä on todettu, että siipikairalla mitatut lujuusarvot ovat todellista leikkauslujuutta suurempia, kun maa on ylikonsolidoitunutta, erittäin plastista tai humuspi-toista. Kappaleessa 3.4.1.2 on esitetty siipikairausleikkauslujuuden redusointi juoksurajan avulla.

Leikkausnopeuden vaikutus leikkauslujuuteen

Leikkauslujuuteen vaikuttaa edellä mainittujen tekijöiden lisäksi myös leikkausmuodonmuutoksen nopeus lujuuskokeessa. Siiven kiertonopeuden vaikutus jännitys-muodonmuutuskäyriin on esitetty kuvassa (kuva 6.2).



Kuva 6.2 Siiven kiertonopeuden vaikutus jännitys-muodonmuutuskäyriin siipikairauskokeessa Torstensonin mukaan (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Isotrooppisuudella tarkoitetaan maan pystysuuntaisten ominaisuuksien suhdetta vastaaviin vaakasuuntaisiin ominaisuuksiin. Isotrooppisuus on maan rakenneominaisuus. Maakerrokset ovat yleensä maan mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavien ominaisuuksien suhteen anisotrooppisia. Koska maassa vallitseva jännitystila on yleensä anisotrooppinen, ovat homogeenisenkin maakerroksen lujuusominaisuudet eri suunnissa erilaiset. Mm. Korhonen ja Leskelä [1970] ovat tehneet anisotrooppisuustutkimuksia siipikairalla. Taulukossa 6.2 on esitetty eri Itämeren vaiheissa syntyneiden sedimenttien leikkauslujuuden anisotrooppisuuden keskiarvoja. Tulokset osoittavat, että homogeenisissa savissa vaakasuoran leikkauspinnan lujuus on yleensä suurempi kuin pystysuoran leikkauspinnan lujuus. Näin ollen homogeenisen saven tapauksissa on varmuuskerroin yleensä varmalla puolella. Kerrallisissa savissa vaakasuora lujuus saattaa olla 15–20 % pienempi kuin pystysuoralujuus. Kun liukupinta kerrallisissa savissa saattaa seurata heikkoa vaakasuoraa kerrosta pitkän matkaa, on tällaisissa tapauksissa kiinnitettävä erityistä huomiota leikkauslujuuden määrittämiseen.

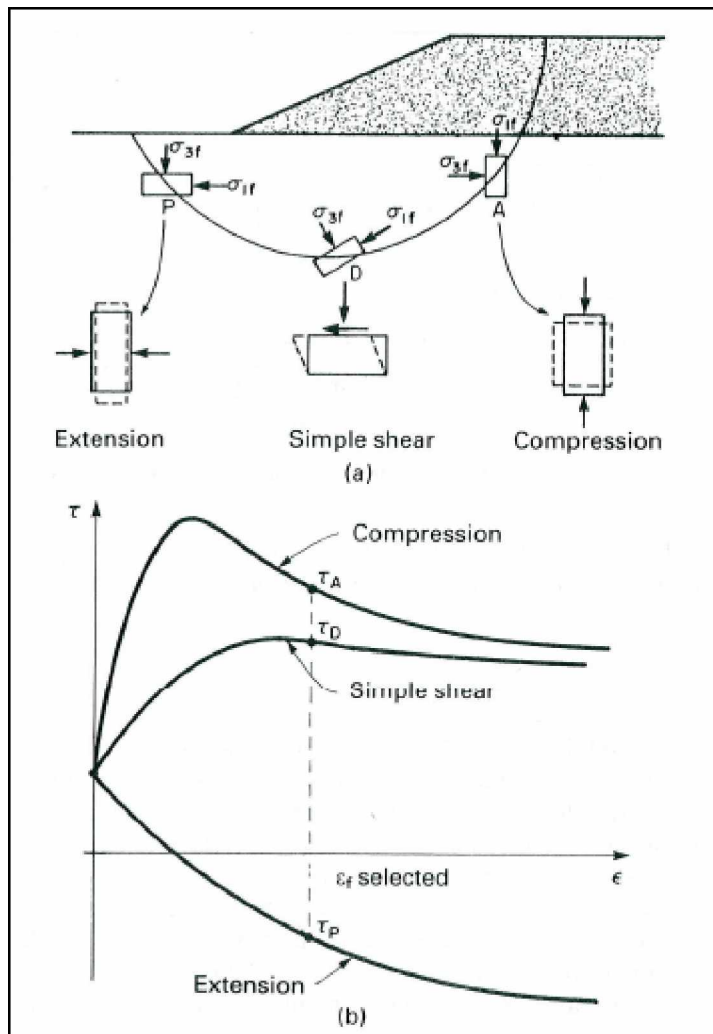
Taulukko 6.2 Itämeren eri vaiheissa syntyneiden sedimenttien leikkauslujuuden anisotrooppisuuden keskiarvoja, Korhonen ja Leskelä (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

	s_{3V} / s_{3H}				
Konsolidoitumistila	Litorina	Ancylus	Yoldia	Baltian jäärvi	Someron savi
Ylikonsolidoitunut	0.85	0.89	0.58	1.10	1.31
Normaalikonsolidoitunut	0.98	0.83	0.87	0.46	0.58
Kuivakuori	0.39	0.21	-	-	-

Anisotrooppisuutta voi esiintyä myös muodonmuutosominaisuuksien ja vedenläpäisevyyden suhteen. Jotta näytteestä määritettävä maan leikkauslujuus vastaisi mahdollisimman hyvin maan leikkautumista murtopinnan eri kohdissa, tulisi vakavuuslaskelmissa käytettävät lujuusarvot pyrkiä määrittämään sellaisilla lujuuskokeilla, joissa jännityksen muutos penkereen alla olisi samansuuntainen kuin todellisissa olosuhteissa kuvan 6.3 mukaisesti:

- Liukupinnan yläosassa käytettävä lujuus määritetään puristuskokeella
- Liukupinna keskivaiheen lujuus määritetään leikkauskokeella.
- Liukupinnan alaosassa käytettävä lujuus saadaan kolmiakselikokeella, jossa vaakajännitys (sellipaine) on suurempi kuin pystyjännitys.

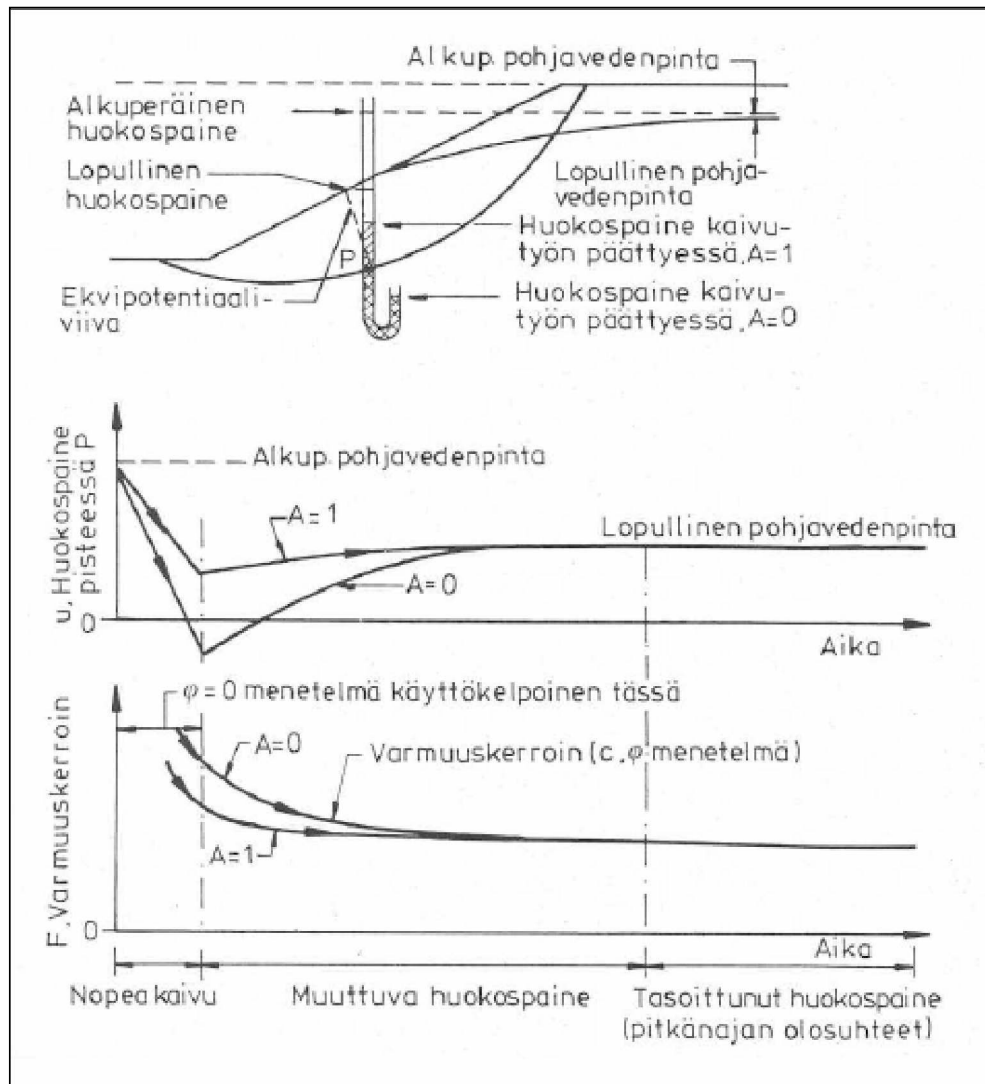
Eri kokeista valitaan samaa muodonmuutostasoa vastaavat lujuusarvot.



Kuva 6.3 Periaatekuva pääjännitysten ja muodonmuutosolosuhteiden huomioon ottamisesta leikkauslujuuden määrittämisessä Bjerrumin mukaan (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Maaleikkauksen suljettu ja avoin tila

Kuormitettuun maakerrokseen syntyvät muodonmuutokset ja murtuminen voivat tapahtua joko suljetussa tai avoimessa tilassa. Suljettu tila määritellään tilana, jossa ei tapahdu tilavuuden ja vesipitoisuuden muutoksia ja Poissonin luku $\nu_p = 0.5$. Suljettu tila on mahdollinen vain huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaakerroksissa. Mikäli maan kaivu tapahtuu niin nopeasti, että syntynyt huokosveden paine ei ennätä purkautua kaivun aikana, voidaan maakerroksen katsoa olevan kaivutyön päättyessä suljetussa tilassa. Kaivun aikana kuormitus luiskän alueella pienenee ja samalla myös huokospaine pienenee. Tämän vuoksi leikkauslujuus ja luiskän varmuuskerroin sortumista vastaan ovat kaivutyön päättyttyä suurimmillaan ja pienenevät huokospaineen tasoittuessa uutta jännitystilaa vastaavaan tasapainotilaan. Kuvassa 6.4 on esitetty huokospaineen ja varmuuskertoimen muutokset pehmeään saveen tehdyn kaivannon kaivuvaiheen jälkeen [Slunga, 1990].

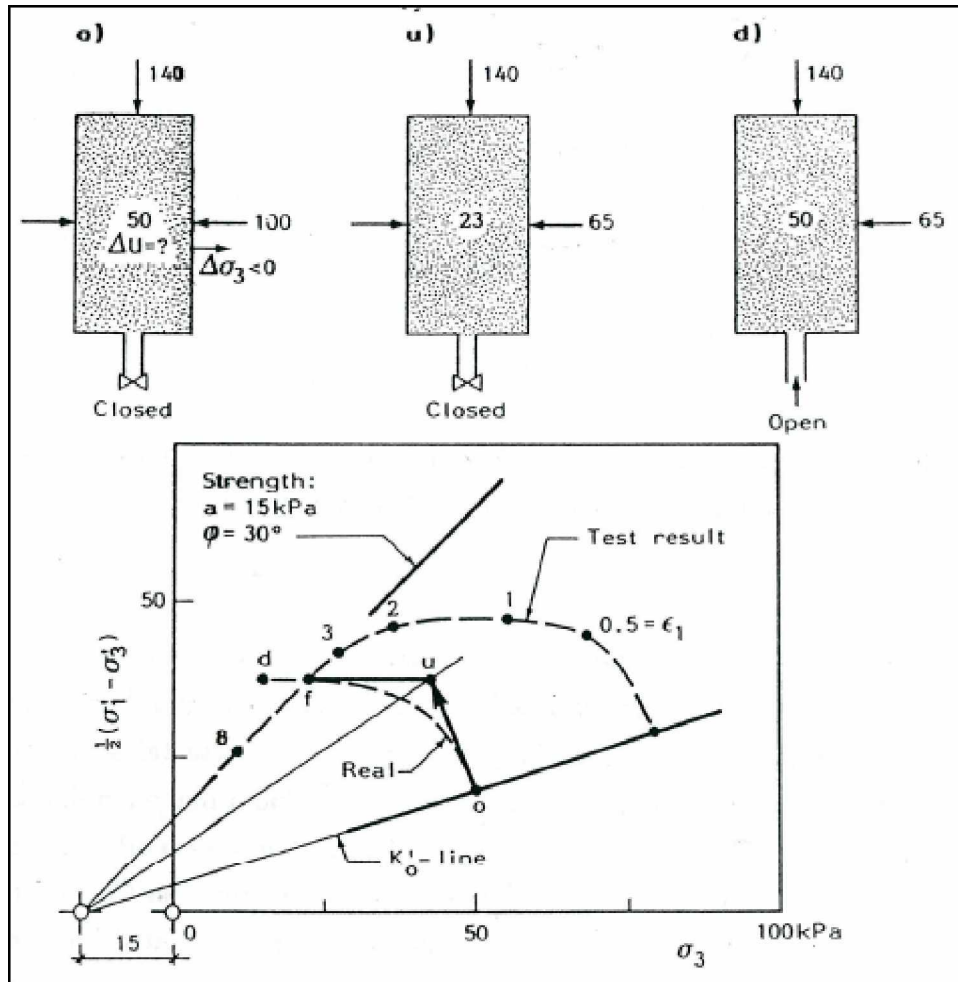


Kuva 6.4 Huokospaineen ja varmuuskertoimen muuttuminen pehmeään saveen tehdyn kaivannon kaivuvaiheen jälkeen Bishopin ja Bjerrumin mukaan (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Suljettu tila on aina lyhytaikainen hypoteettinen tila, jota seuraa avoin tila. Suljettua tilaa sovelletaan geoteknisissä laskelmissa koheesiomaakerroksien yhteydessä tarkasteltaessa rakenteen lyhytaikaista kantavuutta tai vakavuutta. Suljetussa tilassa otaksutaan, että maakerroksen kitkakulma on nolla ja että leikkauslujuus muodostuu yksinomaan koheesiosta. Avoimessa tilassa maakerroksessa tapahtuu veden virtausta ja tilavuuden pienenemistä ja Maakerroksen leikkausvastus muodostuu sekä kitka- että koheesivoimista. Avoimessa tilassa Poissonin luku $\nu_d < 0.5$.

Jännityspolun sekä suljetun ja avoimen tilan välistä suhdetta ja vaikutusta leikkauksen ja kaivannon vakavuuden voidaan kuvata seuraavan esimerkin avulla [Janbu, 1989]. Kuvassa 6.5 tarkastellaan maaelementin jännitystilän muuttumista kuormituksen pienentyessä. Piste o kuvaa maa-alkion alkujännitystilaa ennen kuormituksen muuttumista. Tällöin tehokas pystysuora jännitys σ'_1 , on 90 kPa, vaakajännitys $\sigma'_2 = \sigma'_3$ on 50 kPa ja huokosveden paine u on 50 kPa. Kun vaakajännitystä pienennetään 35 kPa ja näyte pidetään suljetussa tilassa, saavutetaan uusi tila (piste u), jossa huokosvedenpaine on 23 kPa ja huokosvedenpaineessa tapahtunut muutos on -27 kPa. Jännitysten pieneneminen aiheuttaa maa-alkioon pyrkimyksen paisua, mutta alkion ollessa suljetussa tilassa, ei sinne pääse imeytymään vettä, joka korvaisi muodostu-

neen alipaineen. Kun koe avataan ja vesi pääsee näytteeseen, näyte paisuu kunnes tasapainotilaa vastaava huokospaine 50 kPa on saavutettu pisteessä d. Prosessin aikana jännityspolku leikkaa kuitenkin murtosuoran pisteessä f. Kuvasta 6.5 voidaan havaita, että maaelementin vakavuus huononee koko ajan jännityspolulla o-u-f. Tätä voidaan kuvata jännitysten mobilisointisasteella f. Murtotilassa mobilisointisaste $f_i=1.0$.



Kuva 6.5 Kyllästyneen maa-alkion jännityspolku vaakajännityksen pienentyessä Janbun mukaan (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

6.4 Pohjaveden vaikutus luiskan vakavuuteen

Huokosvedenpaine ja pohjaveden pinnan korkeus

Maassa vallitseva huokosvedenpaine muuttuu kuormituksen tai kaivun seurauksena. Myös vuodenaikojen vaihtelu ja sääolosuhteet vaikuttavat sekä pohjavedenpinnan korkeuteen että huokospainejakautumaan. Useiden sortumien on havaittu tapahtuneen joko rankkasateiden jälkeen tai keväällä lumen sulamiskauden aikoihin. Kuormitukset ja maahan imeytyvä vesi nostavat huokosveden painetta ja tämän seurauksena maan tehokas leikkauslujuus pienenee. Huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaakeroissa muutokset tasoittuvat hitaasti.

Pohjavedenpinnan korkeus ja sen vaihtelut vaikuttavat maassa vallitsevaan huokospaineeseen ja maakerroksen tehokkaaseen leikkauslujuuteen. Kun huokosvedenpaine kasvaa, pienenee tehokas leikkauslujuus. Pohjavedenpinnan korkeuteen vaikuttaa vuodenaikojen ja sääolosuhteiden vaihtelu sekä rakennustoimenpiteet. Maassa vallitseva huokospaine voidaan määrittää yleensä luotettavasti vain mittaamalla maastossa. Huokospaineen suuruutta ja jakautumista voidaan arvioida laskemalla virtausverkon tai jännitystilan muutosten ja huokospaineparametrien avulla.

Tasapainotilan vallitessa vaakasuoran vedenpinnan alla maassa vallitseva huokospaine voidaan laskea kaavalla (6.7).

$$u = \gamma_w \cdot h \quad (6.7)$$

u hydrostaattinen huokosvedenpaine, kPa

γ_w veden tilavuuspaino, kN/m³

h tarkastelupisteen ja vedenpinnan korkeusero, m

Suotovirtaus; virtausverkosto ja suotoviiva

Pohjaveden alapuolelle ulottuva maaleikkaus laskee pohjaveden pintaa ja muuttaa maapohjassa vallitsevaa huokospainetilaa. Homogeenisessa maassa, jossa ei esiinny arteesia pohjavettä ja jonka vedenläpäisevyys on pieni, voidaan olettaa, että pohjavedenvirtaus tapahtuu laminaarisesti. Tällöin huokosvedenpaineen suuruus voidaan määrittää virtausverkon avulla. Kun maakerroksissa esiintyy arteesia pohjavettä, ovat maastomittaukset ainoa luotettava keino huokospaineen selvittämiseksi.

Suotovirtauksen perusyhtälöt ovat:

- 1) Alkiot ovat tasapainossa, jos maapohjassa ei tapahdu sisäistä eroosiota. (Tasapainoyhtälö).
- 2) Huokosvesi oletetaan kokoonpuristumattomaksi. Huokosveden tilavuuden säilyminen muodostaa suotovirtauksen jatkuvuusyhtälön.
- 3) Suotovirtauksen materiaaliyhtälö on Darcyn laki (6.8).

$$v = k \cdot i \quad (6.8)$$

v on virtausnopeus, m/s

i hydraulinen gradientti

k vedenläpäisevyyskerroin, m/s

- 4) Lisäksi otetaan huomioon kunkin tapauksen reunaehdot.

Tässä esitetään lyhyesti virtausverkon muodostuminen (Kuva 6.6) sekä suotoviivan määrittäminen (Kuva 6.7) homogeenisessa pohjamaassa Türken mukaan [1984]. Muita virtausverkon määrittämiseen soveltuvia menetelmiä ovat käsitelleet mm. Korhonen [1962], Aalto [1985]. Vedenpintojen korkeusero luiskassa eli painekorkeus H_w määrää virtauspotentiaalin $\gamma_w \cdot H_w$, johon suotovirtaus luiskassa perustuu.

Virtauspaine voidaan laskea kaavalla (6.9) [Türke, 1984].

$$f_s = \gamma_w \cdot i \quad (6.9)$$

f_s on virtauspaine, kN/m²/m tai kN/m³

γ_w on veden tilavuuspaino, kN/m³

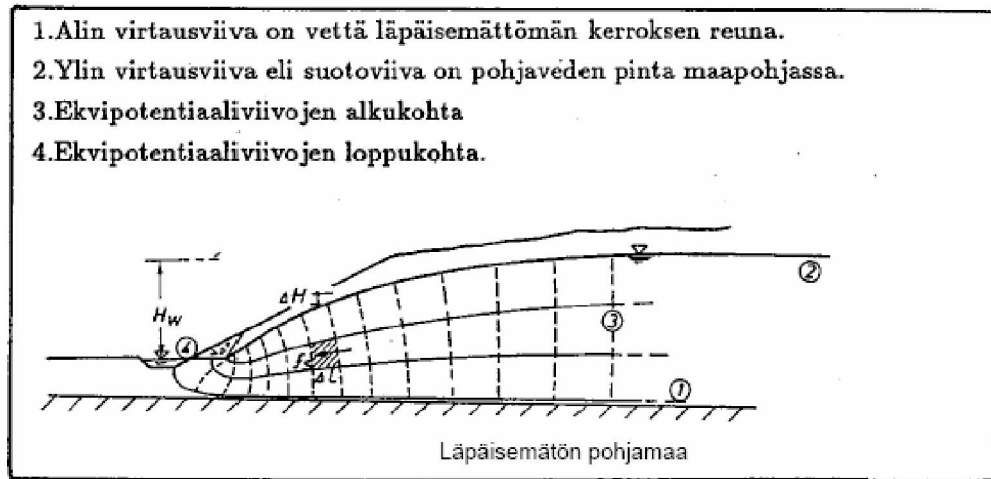
i hydraulinen gradientti

Hydraulinen gradientti saadaan yhtälöllä (6.10) [Türke, 1984].

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (6.10)$$

ΔH on putouskorkeus kahden vierekkäisen ekvipotentiaaliviivan välillä, m
 ΔL virtausmatka, m

Jos reunaehdot ovat määritettävissä yksikäsitteisesti, voidaan virtausverkosto ratkaista matemaattisesti. Virtausverkoston (kuva 6.6) muodostavat virtausviivat ja ekvipotentiaaliviivat, jotka ovat toisiaan vastaan kohtisuorassa. Virtausviiva on linja, jota pitkin vesi kulkee korkeammalta potentiaalitasolta alemmalle. Virtausviivan pisteeseen asetettu tangentti ilmaisee virtauksen suunnan. Hydraulisen korkeuden tasavertopintaa kutsutaan ekvipotentiaalipinnaksi. Ekvipotentiaalipinnan ja tietyn tarkastelutason leikkauskäyrää kutsutaan ekvipotentiaaliviivaksi [Aalto, 1990]. Kun putouskorkeus kahden ekvipotentiaaliviivan välillä on vakio, muodostuu virtausverkosto lähes "neliöistä". Mitä pienempiä nämä "neliöt" ovat, sitä voimakkaampaa on virtaus alueella.



Kuva 6.6 Virtausverkosto maaluisassa Türken mukaan (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Pohjaveden suotoviiva homogeenisessa luiskassa voidaan määrittää kuvan 6.7 mukaiselle tapaukselle kaavojen (6.11) ja (6.12) avulla [Türke, 1984]. Suotoviiva noudattaa paraabelia, joka lasketaan kaavalla (6.11) ja paraabelin pituus L saadaan kaavalla (6.12).

$$z = H_w \sqrt{1 - \frac{x}{L}} \quad (6.11)$$

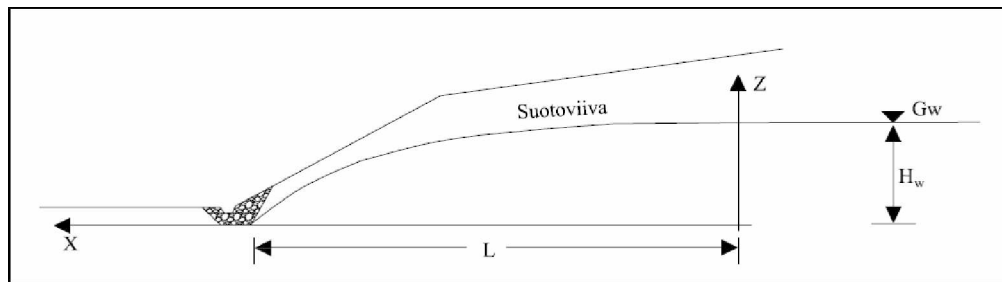
$$L = 1500 \cdot H_w \cdot \sqrt{k} \quad (6.12)$$

H_w on vedenpintojen korkeusero suotoviivalla, m

x, z koordinaattiakseleita

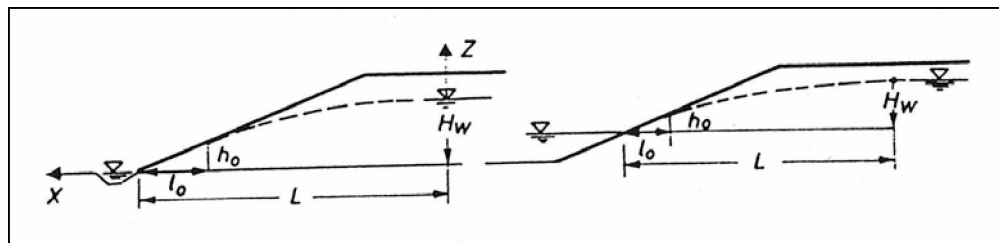
L suotoviivan paraabelin pituus, m

k vedenläpäisevyyskerroin, m/s



Kuva 6.7 Pohjaveden suotoviiva homogeenisessa luiskassa, kun luiskan juurella on salaoja (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Kun luiskan juurella on avo-oja tai vesistö (kuva 6.8), suotoviiva sivuaa luiskan pintaa tangentiaalisesti pisteessä A ja kulkee sen jälkeen luiskaa pitkin alas. pisteen A sijainti x -akselilla voidaan kirjoittaa kuvan 6.8 mukaan $x = (L - l_0)$.



Kuva 6.8 Pohjaveden suotoviiva homogeenisessa luiskassa, kun luiskan juurella on avo-oja tai vesistö, Tärke (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Pisteeseen A aikayksikössä virtaava vesimäärä q :

$$q = \frac{k}{2} \cdot \frac{H_w^2 - h_0^2}{L - l_0} \quad (6.13)$$

Pisteestä A aikayksikössä luiskaa alas virtaava vesimäärä q :

$$q = k \cdot h_0 \cdot i_0 \quad (6.14)$$

6.5 Luiskan pinnan vakavuus

Tässä kappaleessa käsitellään suotovirtauksen vaikutusta luiskan pinnan vakavuuteen. Tällä on merkitystä erityisesti eroosio- ja juoksusortumien muodostumiseen.

Kuvassa 6.9. on esitetty luiskan pinnalla sijaitsevaan maa-alkioon kohdistuvat voimat. Tarkasteltavan maa-alkion tilavuus on V ja materiaalin tilavuuspaino on γ_a ja kitkakulma φ . Veden tilavuuspaino on γ_w . Alkioon vaikuttaa alaspäin voima $G_a = \gamma_a V$ ja suotoviivan suunnassa voima $S = \gamma_w V i$. Jotta voimat olisivat tasapainossa, on yhtälön (6.15) oltava voimassa.

$$V \cdot \gamma_a \cdot \cos \beta - V \cdot \gamma_w \cdot \sin(\beta - \theta)] \cdot \tan \varphi = V \cdot \gamma_a \cdot \sin \beta + V \cdot \gamma_w \cdot i \cdot \cos(\beta - \theta) \quad (6.15)$$

V tarkasteltavan maa-alkion tilavuus, m^3

γ_a maan tilavuuspaino, kN/m^3

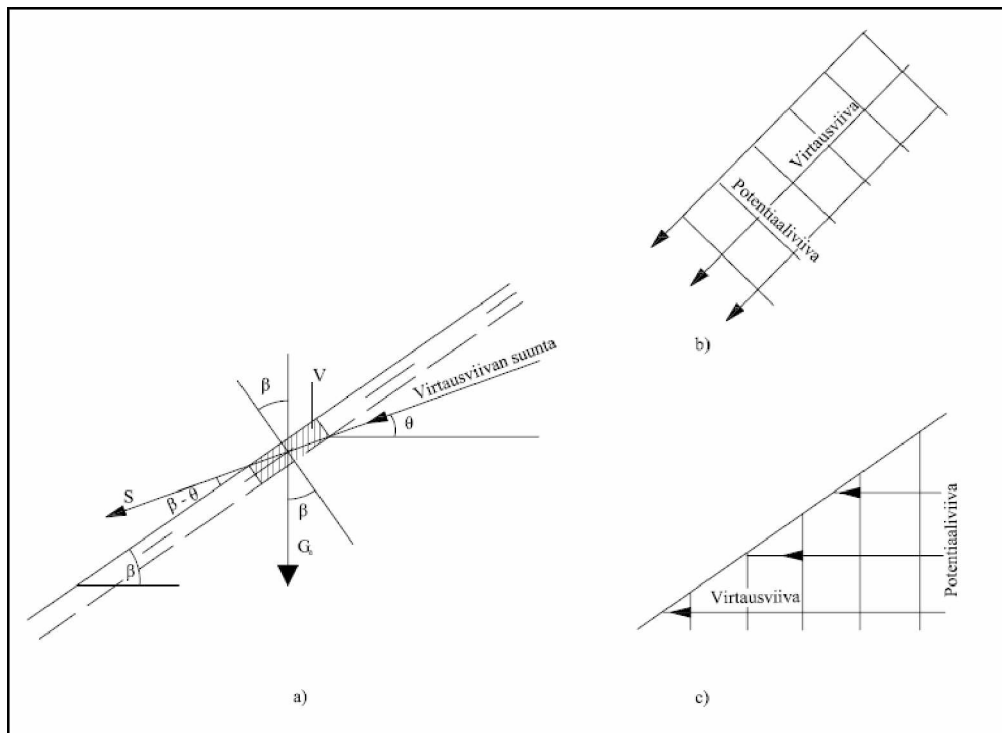
γ_w veden tilavuuspaino, kN/m^3

β luiskan kaltevuus kulma, $^\circ$

φ kitkakulma, $^\circ$

θ virtausviivan ja vaakatason välinen kulma, $^\circ$

i hydraulinen gradientti



Kuva 6.9 Luiskan pinta-alkioon vaikuttavat voimat. a) Yleinen tapaus. b) Suotovirtaus luiskan pinnan suunnassa. c) Suotovirtaus vaakasuorassa suunnassa (Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992)

Kun virtausviivat ovat luiskan pinnan suuntaisia (kuva 6.9 b) ja $\gamma_a \approx \gamma_w$ voidaan yhtälö (6.15) sieventää muotoon (6.16). Yhtälöön (6.15) on tehty sijoitukset $\theta = \beta$ ja $i = \sin \beta$.

$$\tan \beta = \frac{\tan \varphi}{2} \quad (6.16)$$

Kun virtausviivat ovat vaakasuoria (kuva 6.9 c) eli $\theta = 0$ ja $i = \tan \beta$ voidaan yhtälö (6.15) sieventää muotoon (6.17).

$$\beta = \frac{\varphi}{2} \quad (6.17)$$

Kuiva luiska voi olla huomattavasti jyrkempi kuin luiska, jossa veden vaikutus on otettava huomioon. Yhtälön (6.15) perusteella havaitaan, että mikäli luiska on kuiva, on tasapainoehto voimassa, kun $\tan \beta = \tan \varphi$.

Mikäli luiskan pinnan tasapainoehdot eivät toteudu, voidaan vakavuutta parantaa muotoilemalla luiskaa ja järjestämällä kuivatus siten, että suotoviiva ei yhdy luiskan pintaan. Pinnan vakavuutta voidaan parantaa myös rakentamalla luiskan pinnalle suodatinkerros.

7 Maaleikkausrakenteen suunnittelu

7.1 Johdanto

”Tien leikkausrakenne on suunniteltava ja rakennettava niin että, luiskankakavuus on riittävä ja luiskank pinta stabiili routimisen ja roudank sulamisen, pohjaveden korkeusvaihtelukun ja suotautumisen (myös pitkäaikaisen sateen aikana) vaikutuksia sekä pinta-valuntaa vastaan.” (Infra-RYL2006i Osa 1 11311 Leikattu tukematon maaluiska)

Luiskien vakavuuden tulee olla riittävä ja pintojen tulee olla eroosionkestäviä. Lisäksi tulee ottaa huomioon läheisyydessä olevien rakenteiden siirtymäriski. Maaluiskat verhoillaan, nurmetetaan tai istutetaan eroosion estämiseksi sekä maisemallisista syistä. Veden haitallinen virtaus luiskaan estetään kuivatusrakentein.

InfraRYL:ssä on annettu seikkaperäiset ohjeet leikkausten rakentamisesta ja osin myös niiden suunnittelusta. Seuraavassa on täydennetty näitä ohjeita painottaen niitä asioita, joihin suunnittelussa on otettava kantaa. Tieleikkausten geoteknistä suunnittelua ja eroosiorakenteiden suunnittelua koskevat ohjeet on esitetty luvuissa 6 ja 8.

Maaleikkausrakenteen suunnittelun ohjeistus kohdistuu seuraaviin asioihin:

- Kaivutöitä koskevien ohjeiden esittäminen
- Maaleikkauksen vaikutukset pohjavesisuhteisiin
- Pilaantuneiden maiden käsittely
- Seurantamittaukset

7.2 Maaleikkauksen kaivua koskevien ohjeiden esittäminen

Maaleikkausten suunnittelussa on varmistettava, että kaivu on mahdollista tehdä suunnitelmissa esitettyssä laajuudessa siten, että edellytetty varmuus sortumista ja pohjannousua vastaan säilyy kaikissa olosuhteissa. Suunnitelmissa on esitettävä suosituksia tai määräyksiä työnaikaisista kaivusyvyyksistä, luiskank kaltevuuksista ja tukemistarpeesta sekä työjärjestyksestä.

Työnaikana luiskank kaltevuutta valittaessa otetaan maalajin lisäksi huomioon ainakin seuraavat olosuhdetekijät:

- kaivannon aukioloaika
- olemassa olevat täytöt ja kaivannot ympärillä ja muut ympäristön rakenteet
- routiminen
- roudank sulaminen
- pitkäaikainen sade
- lumen nopeasta sulamisesta aiheutuva pintavalunta
- pohjaveden korkeus ja suotautuminen
- liikenteen, louhinnan, paalutuksen yms. aiheuttamat tärinät.

Suunnittelua varten on koottava tietoa leikkauksen lähistön täytöistä ja muista rakenteista. Suunnitelmassa on esittävä ne täytöt ja muut rakenteet, jotka on otettu huomioon suunnitelmaa laadittaessa.

Luiskaloivennukset ja kevennysleikkaukset kaivetaan suunnitelma-asiakirjojen mukaisesti. Kevennysleikkausten kohdalla suunnitelma-asiakirjoissa esitetään alueet, joille leikkausmassoja ei saa läjittää.

7.3 Maaleikkauksen vaikutukset pohjavesisuhteisiin

Maaleikkaus voi vaikuttaa merkittävästi pohjavesisuhteisiin, jos maaleikkaus ulottuu hyvin vettäläpäiseviin kerroksiin ja kuivatustaso ulottuu pohjavesipinnan alapuolelle. Tästä voi olla seurauksena pohjaveden pinnan laaja-alainen aleneminen, mikä puolestaan voi vaikeuttaa alueella vesihuoltoa ja aiheuttaa painumia ja vaurioita lähistön pehmeikkömaalajien varaan perustetuille rakennuksille.

Maaleikkausten pohjavesisuhteet on tutkittava huolellisesti. Tutkimusohjeita on esitetty julkaisussa: Tiehallinto, Geotekniset tutkimukset ja mittaukset; Helsinki 2008. Geologisen perustiedon ja tavanomaisten pohjatutkimusten perusteella arvioidaan aiheuttaako pohjaveden hallinta ongelmia. Vaativissa kohteissa on tehtävä laajamittainen hydrologinen selvitys.

Jos pohjaveden aleneman arvioidaan voivan aiheuttaa haittaa ympäristölle, selvitetään tarkemmin:

- kuinka laajalle pohjaveden aleneminen vaikuttaa
- suotovesimäärien suuruus
- pohjaveden alenemisen arvioidut vaikutukset lähistön rakennuksiin

Jos suunnittelussa päädytään ratkaisuihin, joissa pohjaveden pinnan laskusta voi aiheutua haittoja lähistön rakennuksille tai vedenotolle, on jo suunnitteluvaiheessa käynnistettävä rakenteiden kunnon ja pohjavedenpinnan korkeuden tarkkailumittaukset.

Maaleikkaukseen virtaavan pohjaveden (suotovirtaus) vaikutusta maaleikkauksen vakavuuteen on käsitelty edellisessä luvussa. Suotovirtaus voi aiheuttaa myös eroosioita. Sen huomioon ottamista suunnittelussa on käsitelty luvussa 8.

Suunnitteluratkaisuilla on pyrittävä pienentämään pohjaveden virtausta tieleikkaukseen ja tien alle kuivatusjärjestelmiin esimerkiksi katkaisemalla pohjaveden virtausreitit tien sivulta sen alle.

7.4 Leikkausmateriaalin käyttö

Leikkausmateriaalien käytön suunnittelun tulee perustua riittävän tarkkoihin suunnittelun aikaisiin tutkimuksiin. Tästä on esitetty ohjeet julkaisussa: Tiehallinto, Geotekniset tutkimukset ja mittaukset, Helsinki 2008.

Suunnittelua varten leikkausmateriaalit luokitellaan InfraRYL:n luokittelun mukaisesti kelpoisuusluokkiin (S, H, U), InfraRYL, Liite T17 Tien pohjamaa ja alusrakenne.

Maalajin vesipitoisuus vaikuttaa erittäin merkittävästi materiaalin käyttökelpoisuuteen. Tämän vuoksi on tärkeä tietää etukäteen pohjaveden pinnan korkeuden sijainti leikkauksessa.

7.5 Pilaantuneiden maiden puhdistustarve ja käsittely

Jos tielinjalla arvioidaan olevan pilaantuneita maita, on niistä laadittava asianmukaiset selvitykset ja käsittelysuunnitelmat.

Maaperän pilaantuneisuuden arviointi, puhdistusvastuun oikeudellinen selvittäminen, puhdistussuunnitelmien laatiminen ja tarvittavien lupien hankkiminen vaativat paljon aikaa, minkä vuoksi pilaantuneisiin maihin liittyvät selvitykset on käynnistettävä mahdollisimman aikaisin.

Tärkeimmät määräykset ja ohjeet arvioitaessa maaperän puhdistustarvetta ovat:

- Valtioneuvoston asetus, maaperän pilaantuneisuuden ja puhdistustarpeen arvioinnista, VNA 214/2007
- Maaperän pilaantuneisuuden arviointi, Ympäristöhallinnon ohjeita 2/2007.

InfraRYL:n tullaan lisäämään asiasta ohjeet: 12000 Pilaantuneet maat ja rakenteet.

7.6 Seurantamittaukset ja katselmukset

Tieleikkauksissa seurantamittaukset voivat olla tarpeellisia seuraavista syistä:

- Leikkausten luiskat ovat sortumaherkkiä
- Leikkauksen rakentaminen alentaa pohjavedenpintaa
- Pohjavedenpinnan aleneminen aiheuttaa painumariskin lähistön rakenteille ja rakennuksille tai vaikeuttaa vedenottoa

Seurantamittauksilla mitataan ja tutkitaan leikkausluiskien siirtymiä, pumpattavia vesimääriä, pohjaveden pinnan korkeusasemaa sekä lähistön rakennusten painumista. Tieleikkausten seurantamittaukset on järkevä aloittaa yleensä jo suunnitteluvaiheessa, jotta pohjavedenpinnan luontainen vaihtelu saadaan selvitettyä mahdollisimman pitkältä aikaväliltä ja rakennusten painumanopeus saadaan selvitettyä ennen rakennustöiden aloittamista. Myös lähistön rakennusten kunto ja mahdolliset vauriot on katselmoitava ennen rakennustöiden aloittamista.

Seurantamittauksista on laadittava suunnitelma. Tulosten käsittelyä varten suunnittelijan on esitettävä mittaussuunnitelman ohella myös ohjeet siitä kuinka tuloksia käsitellään ja tulkitaan. Jos rakennussuunnitelman laatiminen sisältyy rakennusurakkaan, on tiesuunnitelmassa otettava kantaa painuma- ja siirtymämittausten laajuuteen ja sisältöön (ks. tiepenkereiden seurantamittausten suunnittelua käsittelevä kohta luvussa 4.5.)

Seurantamittausten tulosten käsittelyä varten suunnittelijan on esitettävä mittaussuunnitelman ohella myös ohjeet siitä kuinka tuloksia käsitellään ja tulkitaan.

III EROOSIOSUOJAUS

8 Eroosiosuojauksen geotekninen suunnittelu

8.1 Johdanto

Tien penger- ja leikkausluiskat on suunniteltava niin, että ne eivät vahingoitu eroosion vaikutuksesta. Tyypilliset eroosioauriot syntyvät pintavesien valunnan, pohjaveden tai virtaavan veden vaikutuksesta.

Tässä osassa ohjetta käsitellään veden aiheuttamia eroosiovaurioita ja eroosiosuojauksen suunnittelua tien penger- ja leikkausluiskiin. Eroosiosuojausrakenteen suunnittelun ohjeistus kohdistuu seuraaviin asioihin:

- Vauriotyyppien esittely: pintavesi-, pohjavesi-, virtaus-, aalto- ja jääeroosio
- Pohjamaan maalajien eroosioherkkyys
- Vesiolosuhteiden vaikutus eroosioriskiin
- Eroosiosuojauksen tarpeen tutkiminen ja suunnitteluratkaisut
- Eroosiosuojausmenetelmät

Suomessa eroosiota estetään erilaisin eroosiosuojausrakentein ja kasvillisuuden avulla. Eroosiosuojarakenteella estetään pohjamaan tai pengermateriaalin syöpymistä tai pois huuhtoutumista. Eroosiosuojausrakenne muodostuu yleisesti pintaverhouskerroksesta ja suodatinkerroksesta, joka voi olla tehty karkeista maa-aineksista tai suodatinkankaasta tai näiden yhdistelmästä.

Tekniset vaatimukset

Eroosiosuojausta koskevat yleiset tekniset vaatimukset on esitetty InfraRYL:n osassa 22200 Luiskaverhoukset ja eroosiosuojaukset. Tarkemmin aiheesta on luvuissa: 22220 Kiviheitokkeet, 22230 Kiviladokset, 22241 Eroosiosuojaverkot, 22242 Eroosiosuojakankaat, 22250 Luonnonmukaiset eroosiosuojaukset, 22291 Molskotti-, sepeli-, murske- ja soraverhoukset ja 22291 Kivikoriverhoukset.

Eroosiosuojausta koskevassa suunnitelmassa sekä **työkohtaisessa työselostuksessa ja latuvaatimuksissa** esitetään näitä vaatimuksia täydentävät tai niistä poikkeavat vaatimukset.

Eroosiosuojauksen suunnittelun ajoitus

Eroosiosuojausten tarve tulee määritellä rakennussuunnitteluvaiheessa. Vaativista kohteista laaditaan yksityiskohtaiset suunnitelmat. Tavanomaisista pintavesieroosio-kohteista riittää eroosiosuojauksen tyypin ja laajuuden määrittäminen. Eroosiosuojauksen tarkempi suunnittelu mm. materiaalien ja pinnan viimeistelyn osalta, voidaan jättää tehtäväksi rakennusvaiheessa kun pohjavesi- ja maaperäsuhteet tunnetaan tarkemmin.

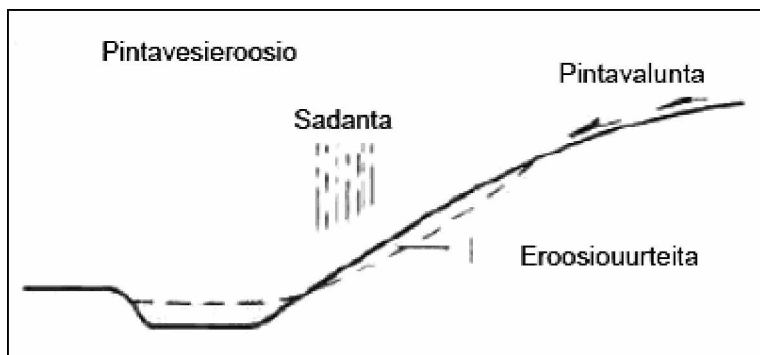
Suunniteltujen eroosiosuojusrakenteiden tarve, laajuus ja mitoitus on tarkistettava rakennustyön aikana sen jälkeen kun maaperä- ja pohjavesisuhteet ovat selvinneet.

Eroosiosuojausta suunniteltaessa tulee myös ottaa huomioon se, että suojaus on so-
pusoinnussa ympäröivän luonnon ja maiseman kanssa, sekä biologisista ja esteetti-
sistä näkökulmista.

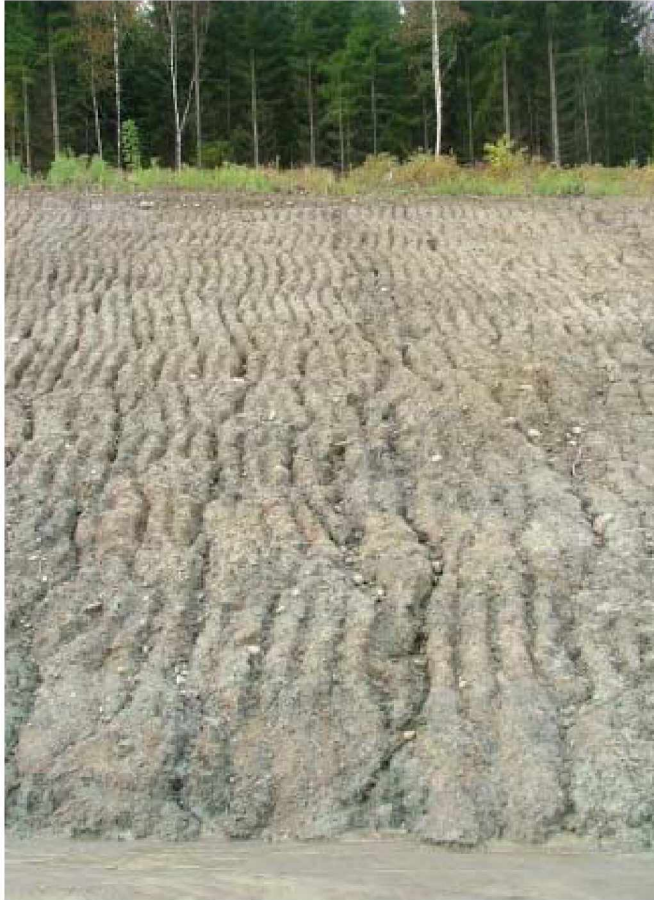
8.2 Vauriotyypit

Pintavesieroosio

Pintavesieroosiota on esimerkiksi luiskan pinnan urautuminen kun maa-aines kulkeu-
tuu pois pintaveden valunnan mukana. Pintavesieroosiossa pintaveden nopeus ylittää
maalajille ominaisen kriittisen virtausnopeuden, mikä on esimerkiksi siltissä ja hie-
nossa hiekassa n. 0,2–0,6 m/s. Luiskan pintaan ilmestyy selkeitä uurteita, joista vir-
taava vesi on irrottanut ja kuljettanut pois maa-ainesta.



Kuva 8.1 Pintavesieroosion periaatekuva/ (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

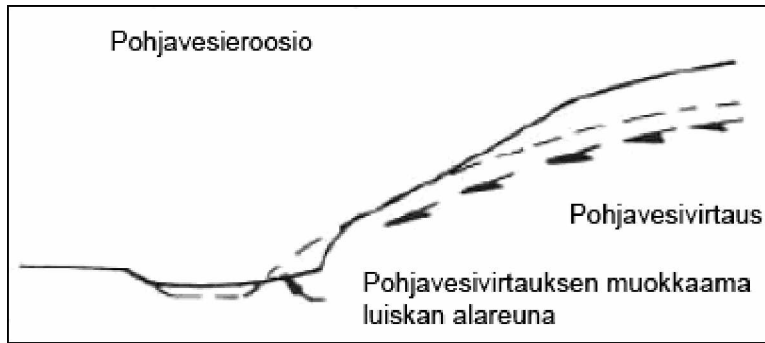


Kuva 8.2 *Esimerkki tapahtuneesta pintavesieroosiosta / (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)*

Vakavampi, joko pintavesien tai roudan sulamisen aiheuttama luiskavaurio, on juoksusortuma. Sen voivat aiheuttaa maastosta valuvat pintavedet, voimakkaat sateet, kevättulvat tai roudan sulaminen. Löyhä maa-aines kyllästyy vedellä ja huokospaine kohoaa niin paljon, että maa menettää lujuutensa ja nesteytyy, minkä jälkeen se virtaa omalla painollaan luiskaa alaspäin. Juoksusortuma ei ole varsinaisesti eroosio-aurio, mutta se voidaan estää eroosiosuojauksella. Juoksusortuma tapahtuu yleensä hienossa hiekassa tai siltissä. /RIL-157-2 Geomekaniikka II ja Luentomoniste Rak-50.2132 Yhdyskunnan geotekniikka/

Pohjavesieroosio

Pohjaveden virtaus voi aiheuttaa pohjavesieroosiota luiskaan tai sen juureen. Pohjaveden aiheuttama eroosio alkaa suotovoiman ja siitä johtuvan suotopaineen kasvun seurauksena. Suotovoima kasvaa ja ylittää maan painon, jolloin hienot maarakeet lähtevät liikkeelle. Hienot maarakeet kulkeutuvat veden mukana pois rakenteesta tai maasta, jättäen tyhjän tilan. Tämän seurauksen maa-aines löyhtyy ja rakenteen vakaavuus heikkenee. Pahimmillaan hienoa-aineksen kulkeutuminen pois rakenteesta johtaa siihen että pohjaveden virtaus kasvaa ja se kuljettaa pois yhä isompia maarakeita.



Kuva 8.3 Pohjavesieroosion periaatekuva/ (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)



Kuva 8.4 Tien sortuma, pengermateriaalia on huuhtoutunut arteesisen vedenpaineen vaikutuksesta/ Håndbok 016/ Statens vegvesen, /

Virtaus-, aalto- ja jääeroosio

Veden virtaus esim. uomassa tai veden pinnan vaihtelut luiskan vierellä aiheuttavat eroosiota kun virtaavan veden leikkausvoima ylittää maahiukkasia paikallaan pitävät voimat. /SILKO 1.901/

Aaltoeroosio syntyy aallon aiheuttaman rasituksen seurauksena. Aallon osuessa voimalla rakenteeseen voi se irrottaa ja huuhtoa maa-aineksia rakenteesta. /SILKO 1.901/

Jääeroosion aiheuttaa jäänlähtö mm. jääpatojen ja ahtojäiden muodossa. Eroosiovaurio syntyy kun jäämassat työntyvät ja liukuvat rakennetta vasten irrottaen samalla luiskasta maa-ainesta. /SILKO 1.901/

8.3 Eroosiosuojauksen suunnittelu

8.3.1 Maalajien eroosioherkkyys

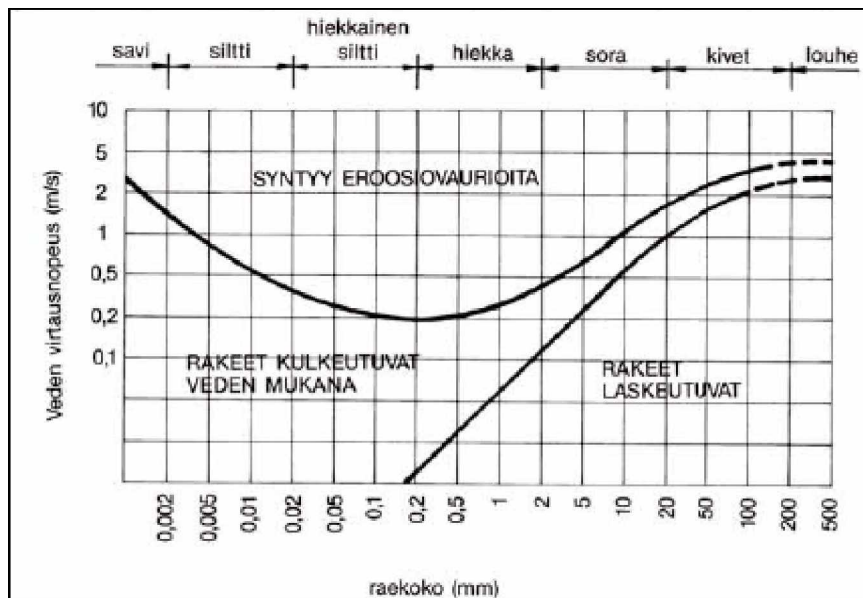
Maalajien eroosioherkyyteen vaikuttavat maalajin rakeisuus, lajittuneisuus ja tiiviys, rakeiden muoto ja paino sekä rakeiden väliset tartunnat, joita ovat mm. koheesiovoimat.

Lajittuneet maakerrokset ovat herkempiä eroosiolle kuin lajittumattomat maalajit kuten moreenit. Moreenit ja saviset moreenit ovat rakenteeltaan tiiviitä ja hyvin eroosiota kestäviä. Vesi ei pääse tarttumaan maarakeisiin ja kuljettamaan niitä pois, sillä näissä maalajeissa ei ole suurta huokostilavuutta maarakeiden välillä.

Eroosiolle herkimpiä ovat maalajit, jotka ovat hienorakeisia mutta joissa ei esiinny paljoa koheesiota. Tällaisia ovat mm. hienot hiekat, siltit tai hyvin silttipitoiset maalajit mm. silttimoreenit sekä muut hienoainespitoiset moreenit, ks. kuva 8.5.

Jos kohteessa esiintyy veden virtausta esimerkiksi luiskan rajoittuessa uoman veden pintaan tai maaperässä on voimakkaasti vettä johtava kerros, voidaan eroosioaurion tapahtumista arvioida alla olevan kuvan 8.5 perusteella.

Eri maalajeilla eroosioherkkyys on riippuvainen mm. raekoon ja veden virtausnopeuden suhteesta. Pohjamaan maalaji ja rakeisuus vaikuttavat myös eroosiosuojaukseen käytettävän suodatinkerroksen tai -kankaan oikeaan suunnitteluun ja valintaan.



Kuva 8.5 Eroosioherkkyys suhteessa veden virtausnopeuteen ja raekokoon

8.3.2 Vesiolosuhteiden vaikutus eroosioriskiin

Veden aiheuttamat eroosiovoimat voivat kuluttaa ja syövyttää luiskaa pinnalta ja sisältä. Veden aiheuttamien eroosiovoimien vaikutus on suuri erityisesti hienorakeisissa maissa, joissa esiintyy vähän koheesiota.

Pintavesien määrään ja pohjavedenpinnan korkeuteen vaikuttavat mm. sääolosuhteet, vuodenajat ja rakennustoimenpiteet. Pintavedet altistavat luiskan pinnan veden aiheuttamalle kulumiselle, edistävät luiskan vettymistä, huokospaineen nousua ja veden pääsyä routarajalle.

Kohteen pinta- ja pohjavesien määrä sekä pohjavedenpinnan korkeusasema tulee selvittää mittauksin tai ne on pystyttävä arvioimaan. Pohjavesi vaikuttaa luiskan vakavuuteen mm. huokosvedenpaineen ja pohjavedenvirtauksen kautta. Pohjavedenpin-

nan korkeusaseman muutosten vaikutuksesta luiskan kaltevuuden valintaan, huokosvedenpaineeseen ja leikkauslujuuksiin on kerrottu tämän ohjeen luvun 6 kappaleessa 6.4 Pohjaveden vaikutus luiskan vakavuuteen.

Pohjaveden virtausolosuhteet on myös oleellista selvittää jotta voidaan arvioida riskiä pohjamaan materiaalin syöpmisestä ja pois kulkeutumisesta.

Uoman vedenpinnan tai muun avoimen vesipinnan rajoittuessa luiskaan on siihen kohdistuvat virtauksen, aallon iskun tai jäänpaineen aiheuttamat voimat myös mitattava tai pystyttävä arvioimaan. Mittauksin tai arvioinnin perusteella on selvitettävä esim. uoman virtauksen voimakkuus. Tilastollisesti voidaan arvioida mitoitusaallokkoa ja sen toistuvuutta.

Ihmisen aiheuttaman vesiliikenteen vaikutus eroosioon tulee arvioida liikennemäärien ja alustyyppien aiheuttamien potkurivirtojen avulla.

8.3.3 Eroosiosuojaustarpeen arviointi ja suunnitteluratkaisut

Eroosiosuojauksen tarpeen tutkiminen

Tien penger- ja leikkausluiskat on suunniteltava niin, että ne eivät vahingoitu eroosion vaikutuksesta. Suunnittelualueen eroosioherkkyys tulee selvittää kohdekohtaisesti mm. aikaisempien rakennuskohteiden käyttäytymistietojen perusteella, ympäröivän alueen maastotietojen ja kohteen pohjatutkimusten avulla.

Alueen eroosioherkyyteen vaikuttaa mm. maaperän tyyppi, penger- ja leikkausluiskan kaltevuus, korkeus, pintavesien valunta alueelle, pohjavedenpinnan korkeus ja virtaama sekä ilmasto-olosuhteet.

Alueen aikaisemmat havainnot

Eroosiosuojauksen tarpeellisuutta arvioitaessa selvitetään aluksi mahdolliset alueen aiempien rakennuskohteiden ongelmat.

- Onko alueella on esiintynyt usein tai toistuvasti ongelmia leikkausluiskien vakavuudessa?
- Jos ongelmia on esiintynyt, niin minkä tyyppisiä ne ovat olleet ja mistä niiden on arveltu johtuvan?
- Onko alueella havaittu lähteilyä, artesista pohjavettä yms.?

Pohjatutkimukset

Maastomittauksin ja pohjatutkimuksin tulee selvittää suunnitellun penger- tai leikkausluiskakohteen olosuhteet. Pohjatutkimusten ja näytteenoton perusteella on pystyttävä määrittämään alueen perustiedot ja geotekniset ominaisuudet, joiden perusteella arvioidaan alueen eroosioherkyyttä.

Maastomittausten, karttojen ja paikallisten sääolosuhdetietojen perusteella määritettäviä yleisiä tietoja kohteesta ovat:

- ympäröivän maaston kaltevuus ja pintavesien valunta ympäröivästä maastosta
- vedenpinnan vaihtelut ja virtaama, jos luiska tulee rajoittumaan ulkoiseen vedenpintaan.

Yksityiskohtaiset pohjatutkimukset eroosiosuojauksen tarpeen määrittämiseksi tehdään ohjeen Geotekniset tutkimukset ja mittaukset, TIEH2100037-08 mukaisesti.

Suunnitteluratkaisut

Eroosiosuojausta tarvitaan yksinkertaisimmillaan pintamaan sitomiseen, mikä onnistuu mm. kasvillisuuspeitteen avulla. Eroosiosuojauksen tehtävä on kuitenkin usein luiskan vakavuuden parantaminen pintavesi- ja pohjavesieroosiota vastaan. /Tien perustamistavan valinta, TIEH2100019-v-03//

Taulukko 8.1 Yleispiirteiset eri olosuhteisiin ja vauriotyypeille soveltuvat eroosiosuojaustoimenpiteet (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Vaurio- tyyppi	Suotuisat olosuhteet:	Vaikeat olosuhteet:	Erittäin vaikeat olosuhteet:
	Ei erityisen eroosioherkkä maaperä, ei erityistä pohjavesiongelmia, vähäistä kulumista. Alueellisesti on ollut vähäisiä leikkausongelmia.	Eroosioherkkä maaperä, liukupinnan synty mahdollinen, pohjavedenvirtausta esiintyy. Alueella on esiintynyt tyypillisesti ongelmia maaleikkauksissa.	Eroosioherkkiä maamassoja ja/tai savisia massoja, jotka ovat alttiita luiskapinna liukusortumalle, esiintyy pohjaveden virtausta. Esiintyy huomattavaa kulumaa ja pintavesivalumaa. Alueellisesti on esiintynyt erittäin laajasti leikkausongelmia.
Pinta- vesieroosio	Kasvillisuuspeite, maaston ojitus	Kasvillisuuspeite, Kuorikepeite, Eroosioverkko Maaston ojitus Luiskan loivennus	Kasvillisuuspeite Eroosioverkko Maaston ojitus Sora- tai murskekerros Luiskan loivennus
Pohja- vesieroosio	Kasvillisuuspeite, maaston ojitus	Kasvillisuuspeite Eroosioverkko Maaston ojitus (niska ojat yms.) Luiskan ojitus	Kasvillisuuspeite Eroosioverkko Maaston ojitus Sora- tai murskekerros Luiskan ojitus
Virtaus-, aalto- tai jääeroosio	Matala virtaus: kasvillisuuspeite, eroosioverkko, eroosiomatto	Kivi- tai murskeverhoukset/heitoke, eroosiomatot ja kennonostot murske/louhetäytöllä	Kivillä tai louheella täytetyt eroosiomatot Kivikorirakenteet Louheverhoilut Eroosiolaa- tat Kerrosverhoukset

Yleensä jonkin asteista luiskan suojausta tarvitaan siltissä, silttisessä moreenissa, hienossa hiekassa ja usein myös savessa. Pohjavesiolosuhteet vaikuttavat merkittävästi suojaustarpeeseen.

Tarkemmin suunnitteluratkaisut on esitelty kunkin vauriotyyppin eroosiosuojausta käsittelevän osan alla.

Laskelmat

Hankalissa ja epätavallisissa kohteissa on hyvä määrittää laskennallisesti kohteen suotovirtaustilanne ja sen vaikutus vakavuuteen. Käsien tai erilaisiin laskentaohjelmiin voidaan mallintaa kohde ja määrittää suotoviivan taso ja yhtyminen luiskaan sekä tätä kautta laskea luiskan kautta suotautuvat vesimäärät, virtaamat ja vaikutus luiskan vakavuuteen. Mallin avulla voidaan helposti tarkastella tehtävien muutosten (leikkaus, kaltevuuskulman muutokset pintamateriaalit) vaikutusta kohteen tasapainoon. Todenmukaisen mallin laadinta ja laskelmat vaativat hyvät lähtötiedot kohteen maaperän perustiedoista ja geoteknisistä ominaisuuksista.

8.4 Penger- ja leikkausluiskan suojaus pintavesieroosiolta

Luiskan pinnan eroosiosuojauksella estetään ympäristön valumavesien ja sateiden kuluttava vaikutus. Luiskan pinnan eroosiosuojaus voidaan toteuttaa ojituksen ja kasvillisuuden tai kivi- ja murskeverhouksen avulla.

Ojituksella johdetaan ympäröivän maaston valumavesiä pois, jotta ne eivät pääse luiskaan.

Kasvillisuuspeitteellä sidotaan pintakerroksia ja estetään niiden huuhtoutuminen valumavesien ja sateiden mukana. Kasvipeite myös käyttää osan vedestä hyväkseen, jolloin vettä myös imeytyy vähemmän luiskamateriaaliin.

Raskaammalla kivi- tai murskemateriaalista tehdyllä luiskan verhouksella suojataan vaativat pintavesieroosiokohteet, joissa pohjamaa on erittäin eroosioherkkää ja riskinä ovat runsaat sateet.

Eri suojausmenetelmiä voidaan yhdistellä. Esimerkiksi kasvillisuuspeitteen luonti kivi- ja murskemateriaalista tehdyn suojauksen päälle parantaa pintamateriaalin pysyvyyttä ja luiskan ulkoasua.

Taulukossa 8.2. on esitetty Ruotsalaiset suositukset penger- ja leikkausluiskien suojaamisesta pintaeroosiolta erilaisissa maalajeissa.

Taulukko 8.2 Suosituksia suojaustarpeesta pintavesieroosiota vastaan /Vägverket
Publ 2009:46/

Luiskan maamateriaali	Pengerluiskan suojaus	Maaleikkauksen suojaus
Suhteistunut karkearakeinen maalaji, joka sisältää karkeaa soraa ja kiviä	Ei tarvita suojausta	Ei tarvita suojausta
Muu karkearakeinen maalaji	Kasvillisuuden avulla	Kasvillisuuden avulla
Suhteistunut välimaalaji (hienoainespitoisuus 15–40 %), joka sisältää karkeaa soraa ja kiviä	Ei tarvita suojausta	Kasvillisuussuojaus tai suojaus sora-, kivi- tai murskemateriaalilla pohjavedentason ollessa korkea kun pakkasmäärä $F_2 \geq 15\,000\text{ Kh}^3$)
Muu välimaalaji (hienoainespitoisuus 15–40 %)	Kasvillisuuden avulla	Korkean pohjavedentason luona suojaus tehdään sora-, kivi- tai murskemateriaalista kun pakkasmäärä $F_2 \geq 15\,000\text{ Kh}^3$), muissa tapauksissa suojaus kasvillisuuden avulla.
Hienoainespitoinen maa, savipitoisuus $\leq 40\%$	Sora-, kivi- tai murskemateriaalista ¹⁾	Sora-, kivi- tai murskemateriaalista ²⁾
Hienoainespitoinen maa, savipitoisuus $> 40\%$	Kasvillisuuden avulla	Kasvillisuuden avulla

1) Tien pintavedet kuivatetaan kaivoihin, leikkausojin tai pengerluiskassa oleviin kouruihin.

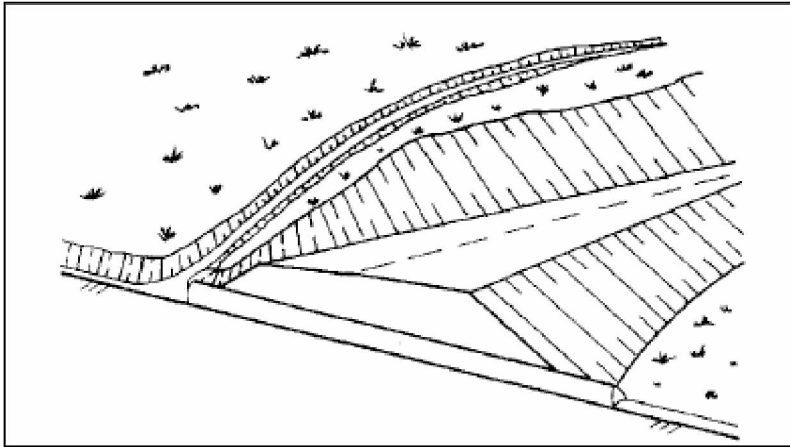
2) Niskaoja suunnitellaan, jos maasto viettää leikkaukseen päin.

3) F_2 , keskimäärin kerran kahdessa vuodessa toistuva pakkasmäärä.

Luiskan valumavesien vähentäminen

Maastosta valuvat pintavedet kerätään niskaojalla ja johdetaan pois penger- tai leikkausluiskasta, jonne ne muutoin valuisivat.

Niskaoja sijoitetaan vähintään 1 m etäisyydelle luiskan yläreunasta. Niskaoja on tarpeen suunnitella kaikkien luiskien yhteyteen, jotta alueelle tulevat pintavedet saatisiin johdettua sopiviin maastokohtiin.



Kuva 8.6 Periaatekuva leikkausluiskan niskaojasta / (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Luiskan eroosiosuojaus kasvillisuudella

Yksinkertaisin pintaeroosiolta suojaava rakenne penger- tai leikkausluiskissa voi koostua sitovasta ja suojaavasta kasvillisuuspeitteestä. Kasvipeite sitoo luiskan löyhää pintakerrosta ja parantaa luiskan kestoja sadantaa vastaan sekä kohottaa alueen ulkoasua. Kasvillisuussuojauksen yhteydessä on usein hyvä käyttää esimerkiksi eroosiosuojaverkkoa tai -mattoa, jolla varmistetaan pinnan pysyvyys kunnes kasvillisuus on juurtunut ja kehittynyt suojaavaksi. Kasvillisuuspeitettä ja osaa eroosiosuojamatoista voidaan käyttää myös yhdistelmä rakenteena uomien varsilla, kun virtaama on pientä.

Kasvillisuuspeite voidaan toteuttaa alkuperäisen kasvipeitteen palautusistutuksella, ruohonkylvöllä ja pistokasistutuksin. Erityyppisiä eroosiosuojaverkkoja ja -mattoja, joita voidaan käyttää apuna, on esitetty liitteessä 1.

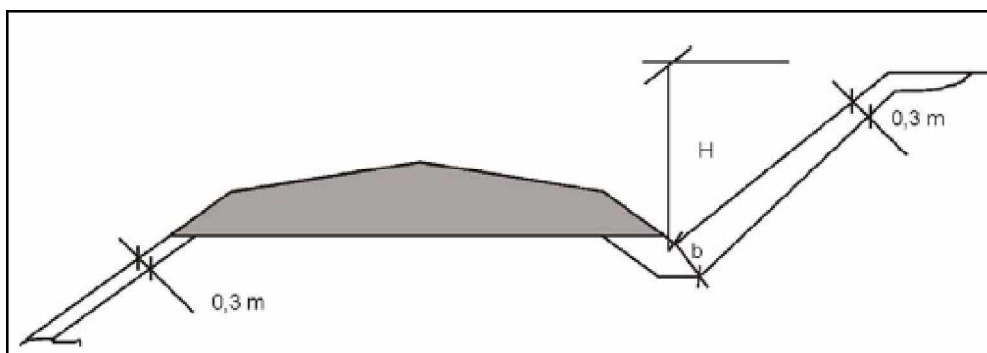
Pintaeroosiosuojauksen tekniset vaatimukset on esitetty InfraRYLLin osassa. 22200 ”Luiskaverhoukset ja eroosiosuojaukset”. Tarkemmin aiheesta on luvussa 22250 Luonnonmukaiset eroosiosuojaukset.

Luiskapinnan eroosiosuojaus sora-, kivi- tai murskemateriaalilla

Luiskaverhous estää luiskan syöpymistä, estää suotoviivan yhtymistä luiskan pintaan ja vähentää huokosvedenpainetta luiskapinnassa. Verhous on toimiva ratkaisu myös pohjaveden virtauksen aiheuttamaa eroosiota vastaan, jos virtaama ei kasva liian suureksi ja ei ole vaaraa pohjamaan hienoaineksen kulkeutumisesta pois rakenteesta.

Sora-, kivi- tai murskeverhousta käytetään yleensä eroosioherkissä siltti-, silttimooreni tai hiekkaluisissa. Eroosiosuojusrakenne tehdään alaspäin paksunevaksi ja ulotetaan usein ojanpohjaan asti tai osittain tiepenkereen alle (kuva 8.7). Pohjamaan ja rakenteen väliin asennetaan yleensä suodatinkangas. Tällainen verhousrakenne parantaa myös luiskan pysyvyyttä, koska verhousmateriaalilla on parempi kitkakulma ja sen paino on suurempi kuin pehmeällä pohjamaalla. /Tien perustamistavan valinta, TIEH2100019-v-03/

Kuvassa 8.7 ja taulukossa 8.3 on esitetty penger- ja leikkausluiskan eroosiosuojauksen periaatekuva ja arvot vähimmäispaksuudelle kun suojaus tehdään karkeasta maa-aineksesta esim: sorasta.



Kuva 8.7 Maa- ja murskemateriaalista tehdyn eroosiosuojauksen vähimmäispaksuus penger- ja leikkausluiskissa /VägverketPubl 2009:46/

Taulukko 8.3 on Ruotsin tielaitoksen julkaisusta. Alkuperäisessä taulukossa esiintyneet ilmastovyöhykkeet on sovitettu Suomen olosuhteisiin kerran kahdessa vuodessa toistuvaan pakkasmäärään perustuvalla vertailulla.

Taulukko 8.3 Eroosiosuojan paksuus luiskan juurella, b (m) kuvan 8.7 mukaisesti/Vägverket Publ 2009:46, sovitettu Suomen oloihin/

Luiskan korkeus, H [m]	Eroosiosuojauksen paksuus b (pakkasmäärän mukaan)*		
	Etelä – Suomi $F_2 < 15\,000\text{Kh}$	Keski-Suomi $15\,000 \leq F_2 < 30\,000\text{Kh}$	Pohjois-Suomi $F_2 \geq 30\,000\text{Kh}$
< 4	0,3	0,4	0,4
4 - 7	0,4	0,5	0,6
7 - 10	0,5	0,7	0,9
>10	Erillinen selvitys suojan paksuudesta		

** Jako on tehty kerran kahdessa vuodessa toistuvan keskimääräisen pakkasmäärän mukaan.

Murskeverhouksen ja kasvillisuuspeitteen yhdistelmänä tehdystä eroosiosuojauksesta kallio- ja maaleikkauksen yhteydessä on esitetty kuva (kuva 10.7) luvun 10 kapaleessa 10.4 Kallioleikkauksen geometria.

Materiaalivaatimukset

Eroosiosuojauksen pintakerroksen materiaalina voidaan käyttää sora-, kivi tai murskemateriaalia. Suojauksessa käytettävien materiaalien tulee täyttää niille InfraRYL:n luvun 22291.1 ”Molskotti-”, sepeli-, murske- ja soraverhousten materiaalit esitetyt vaatimukset.

Pohjamaan ja pintaverhouksen välissä tulee tarpeen vaatiessa käyttää suodatinkerrosta, jonka tulee täyttää 2009 päivitetystä InfraRYL:n luvussa 21110.1 suodatinkerrokselle asetetut vaatimukset. Edellä mainitussa luvussa on ohjeistusta myös materiaalien testauksesta. Suodatinkerroksen sijaan voidaan käyttää myös suodatin kangasta, jonka tulee täyttää vaatimukset, jotka on esitetty InfraRYL:n osassa 21120.1 Suodatinkankaiden vaatimukset.

8.4.1 Luiskan suojauksessa apuna käytettävät verkot, matot, kennostot ja korirakenteet

Luiskan suojauksessa ja eroosiosuojusrakenteissa voidaan käyttää hyväksi erilaisia verkkoja, mattoja, kennostoja tai korirakenteita. Erityyppisiä eroosiosuojaverkkoja ja -mattoja voidaan käyttää apuna kasvillisuuspeitteen luomisessa tai lisäämään luiskan vakavuutta.

Materiaalivaatimukset on esitetty InfraRYLlin luvuissa 22210 Luiskakennostot, 22240 Vahvisteverkot ja 22290 Muut eroosiosuojaukset.

Liitteessä 1 on esitetty taulukko, johon on kerätty suuntaa antava kooste erityyppisistä verkoista, matoista, kennostoista ja korirakenteista sekä tuote-esimerkkejä. Taulukko ei ole täydellinen.

8.5 Penger- ja leikkausluiskan suojaus pohjavesieroosiolta

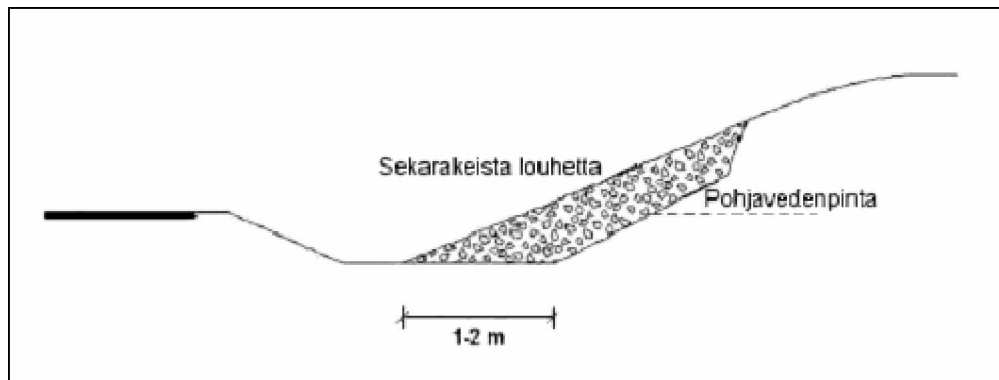
Pohjavesieroosiosuojauksella estetään luiskan pinnan syöpyminen, pohjaveden suotoviivan yhtyminen luiskan pintaan ja huokospaineen nousu sekä hienoaineksen pois kulkeutuminen pohjamaasta. Eroosiosuojusrakenne myös kuivattaa luiskaa ja parantaa luiskan vakavuutta.

Kun kohteessa esiintyy vain vähäistä pohjavedenvirtausta ja pohjamaa on hienoa hiekkaa karkeampaa ja siltitöntä, riittää suojaukseksi edellisessä kappaleessa kuvassa (kuva 8.7) esitetyn kaltainen luiskaverhaus.

Pohjavesieroosiosuojaus koostuu usein karkearakeisesta pintaverhouksesta ja hiekasta tai kankaisesta suodatinosasta sekä mahdollisesti salaojituksesta. Yleisenä nyrkkisääntönä on, että verhoukseen käytettävän materiaalin suurin raekoko, saa olla enintään 2/3 verhouksen kerrosvahvuudesta. Verhouksen alle tehdään hiekkasuodatin tai asennetaan vettä läpäisevä tarkoitukseen soveltuva suodatinkangas. / RHK 1999, Rautatien maarakennustöiden yleinen työselostus ja laatuvaatimukset, osa 5 maa-leikkaus- ja pengerrystyöt/

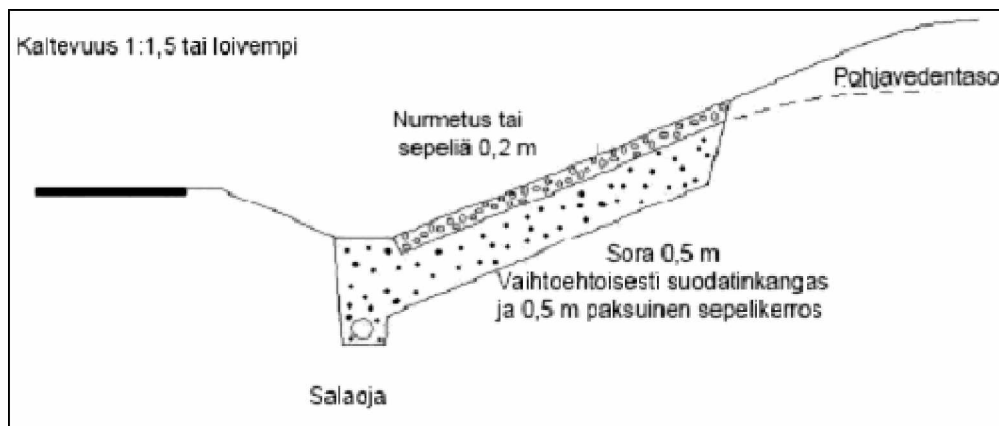
Kuvissa 8.8. ja 8.9. on esitetty periaatekuvia luiskan suojauksesta massanvaihdoilla tai kerrosrakenteen ja salaojituksen avulla.

Kuvan 8.8. rakenne estää pohjavedenpinnan yhtymisen luiskaan ja lisää näin luiskan vakavuutta.



Kuva 8.8 Leikkauksen eroosiosuojaus massanvaihdon avulla /Statens vegvesen Håndbok 274/

Kuvan 8.9. rakenne estää tehokkaasti pohjavedenpinnan suotautumisen luiskaan ja johtaa vedet alemman sora- tai murskekerroksen kautta salaojaan.



Kuva 8.9 Leikkauksen eroosiosuojaus kerrosrakenteen ja salaojituksen avulla (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Kuvan 8.10 rakenne toimii samoin kuin edellinen, mutta tämä rakenne kestää suu-
remman suotautuvasta vedestä maarakeisiin kohdistuvan voiman jos esimerkiksi vesi
suotautuu voimakkaasti vettä johtavasta kerroksesta. Rakenne on karkeammasta ma-
teriaalista, jotta se kestää paremmin eroosiovoimia.



Kuva 8.12 Valmis suojausrakennelma ja kivisalaojat /(Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Luiskaan tehdään vieton suuntaiset salaojat esimerkiksi murskeesta (ns.kivisalaojat) tai massavaihto. Salaojitus- tai massanvaihtorakenteen syvyys, D_s , ei saa olla alle 1 m. Lisäksi kivisalaojille annettu ohjeellinen etäisyys ei saa ylittää pituutta $3x d_{slits}$. /Vägverket Publ 2009:46/

Suodatinkriteeri ja materiaali vaatimukset

Eroosiosuojauksen pintakerroksen materiaalina voidaan käyttää mursketta tai louhetta. Suojauksessa käytettävien materiaalien tulee täyttää niille InfraRYL:n lukujen 22291.1 Molskotti-, sepeli-, murske- ja soraverhousien materiaalit, 22292.1 Kivikori-verhousien materiaalit, mukaiset vaatimukset.

Rakenteeseen käytettävän suodatinkerroksen materiaali ei saa sisältää savea eikä haitallisia epäpuhtauksia.

Tavanomaisissa kohteissa suodatinosan ja pohjamaan välinen rakeisuussuhteen tulee olla:

$$\frac{D_{20}}{d_{20}} \leq 40, \quad (8.1)$$

missä D_{20} on suodatinmateriaalin läpäisyprosenttia 20 vastaava raekoko [mm] ja d_{20} pohjamaan läpäisyprosenttia 20 vastaava raekoko [mm].

Vaativammissa kohteissa kuten ratarakenteissa suodatinosan ja pohjamaan välinen rakeisuussuhde tulee olla:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5, \quad (8.2)$$

missä D_{15} on suodatinmateriaalin läpäisyprosenttia 15 vastaava raekoko [mm] ja d_{85} pohjamaan läpäisyprosenttia 85 vastaava raekoko [mm].

Pohjamaan ja pintaverhouksen väliin tulee suodatinkerros, jonka tulee täyttää 2009 päivitetystä InfraRYL:n luvusta 21110.1 suodatinkerrokselle asetetut vaatimukset. Myös materiaalien testausta on kuvattu edellä mainitussa ohjeessa. Suodatinkerroksen sijaan voidaan käyttää myös suodatinkangasta, jonka tulee täyttää vaatimukset, jotka on esitetty ohjeessa InfraRYL, 21120.1 Suodatinkankaiden vaatimukset.

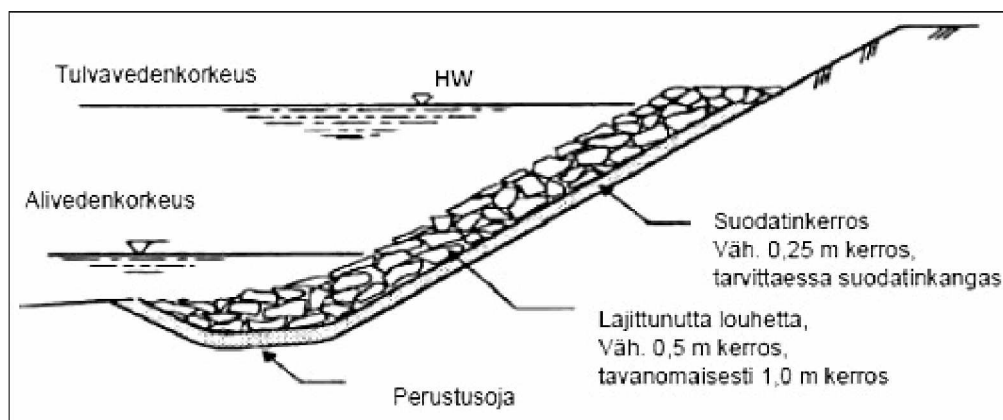
8.6 Eroosiosuojaus virtauseroosiota vastaan

Penger- ja leikkausluiskat sekä luonnonrinteet tulee suojata virtaavan veden jään tai aallokon aiheuttamaa eroosiota vastaan.

Eroosiosuojauksen laajuus

Ruotsalaisten ohjeiden mukaan penger- ja leikkausluiskien eroosiosuojaus tehdään, kun mitoittava veden virtausnopeus on suurempi kuin 0,7 m / s ja eroosiosuojaus tulee ulottaa 0,3 m ylintä ylivedenkorkeutta ylemmäksi ja vähintään 3 m luiskanjuuren ulkopuolelle. /Vägverket Publ 2009:46/

Eroosiosuojauksen laajuus tulee määrittää aina kohdekohtaisesti. Rantojen ja penkereiden luiskien suojaus virtauksen aiheuttamaa eroosiota vastaan ulotetaan aina vähintään alueelle, joka jää yli- ja aliveden määräämien tasojen väliin ja uoman suunnassa eroosion vaikutusalueelle.



Kuva 8.13 Tyypik kuva eroosiosuojauksesta veden pinnan vaihteluista ja virtausta vastaan (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Esimerkki rakennetyypit A ja B

Eroosiosuojarakenteet A ja B sekä niihin liittyvät suodatinkangasvaihtoehdot on Tiehallinnon julkaisusta *Sillan geotekniset suunnittelu perusteet, liite 6, TIEH 2100053-0*.

Eroosiosuojaus toteutetaan rakenteen A mukaisesti tavanomaisissa tapauksissa mitoitusvirtausnopeuden ollessa alle 1 m/s, mm. jokiuomien, purojen yms. läheisyydessä.

Taulukko 8.4 Eroosiosuojarakenne A (jokiuomat, purot yms., kun virtausnopeus alle 1 m/s) (TIEH 2100053-0.)

Rakenne A	paksuus [mm]
suodatinhiekkakerros	150
karkea sora tai murske, $d_{100} = 50 \dots 150$ mm	250
yhteensä	400

Rakenteen A suodatinhiekkakerros voidaan korvata suodatinkankaalla. Tällöin sora- tai murskekerroksen paksuutta tulee suurentaa siten, että suojauksen kokonaispaksuus ei muutu.

Pohjamaan ollessa hiekkaa tai hiekkamoreenia, voidaan eroosiosuojauksena käyttää pelkkää sora- tai murskekerrosta.

Eroosiosuojaus toteutetaan rakenteen B mukaisesti tavanomaisissa tapauksissa mitoitusvirtausnopeuden ollessa 1 ... 2 m/s tai, kun kohde vaatii suojausta aaltoeroosiolta.

Taulukko 8.5 Eroosiosuojarakenne B (kun virtausnopeus 1 ... 2 m/s tai suojataan aallokkoa vastaan) (TIEH 2100053-0.)

Rakenne B	paksuus [mm]
suodatinhiekkakerros	150
karkea sora tai murske, $d_{100} = 50 \dots 150$ mm	250
louhe, $d_{100} = 200 \dots 300$ mm	400
yhteensä	800

Rakenteen B suodatinhiekkakerros sekä sora- tai murskekerrokset voidaan korvata N3 ... N5 käyttöluokan suodatinkankaalla. Tällöin louhekerroksen paksuutta tulee suurentaa siten, ettei rakenteen kokonaispaksuus muutu.

Pohjamaan ollessa hiekkaa, hiekkamoreenia tai tätä karkeampaa ainesta voidaan eroosiosuojarakenteesta B jättää pois suodatinhiekkakerros.

Pohjamaan ollessa soraa tai tätä vastaavaa moreenia voidaan eroosiosuojaus tehdä pelkästä louheesta.

Virtauseroosiosuojaukseen käytettävän kivikoon määräytyminen

Eroosiosuojauksen rakenteen tulee olla sellainen, että luiskaverhous kestää ulkoisten rasitusten aiheuttamaa kulutusta, eikä pohjamaan maa-aines pääse kulkeutumaan tai huuhtoutumaan pois.

Luiskan verhousmateriaali, joka ominaisuuksiltaan pystyy suojaamaan luiskamateriaalin pinta- ja pohjavesieroosiolta, on usein riittämätön kestämaan virtauksen, aaltojen iskun ja jään kuluttavaa vaikutusta. Vastaavasti verhousmateriaali, joka kestää nämä voimat, on usein liian karkeaa estämään hienomman luiskamateriaalin kulkeutumista välistään. Suunniteltaessa virtaus- aalto- ja jääeroosiosuojausta päädytään usein valitsemaan monikerroksinen eroosiosuojaurakenne.

Tavanomaisissa kohteissa tien luiskaverhoukseen tarvittavan murske- tai louheheitokkeen kivikoko on /VV Publ 2008:80, sivu 80/:

$$d_{50} = C \cdot V_{\text{dim}}^2$$

$$V_{\text{dim}} = 1,3 \cdot V_{\text{keskivedennopeus}} \quad (8.3)$$

missä d_{50} [mm] on käytettävän materiaalin raekoon halkaisija [mm], jolla läpäisy raekokojakaumassa 50 %, V_{dim} [m/s] on mitoitusvedennopeus ja C on Chezyn kerroin, joka saa arvon 40, jos eroosiosuojauksen pinta on uoman pohjan yläpuolella tai arvon 20, jos eroosiosuojauksen pinta on uoman pohjan tasossa. /VV Publ 2008:80, sivu 80/

Siltakohteissa ja vastaavissa tie- ja ratakohteissa luiskaverhoukseen tarvittavan murske- tai louheheitokkeen kivikoko on /VV Publ 2008:80, sivu 80/:

$$d_{50} = C \cdot V_{\text{dim}}^2$$

$$V_{\text{dim}} = 1,5 \cdot V_{\text{keskivedennopeus}} \quad (8.4)$$

Rakeisuuskäyrän 100 % läpäisyä vastaavan raekoon halkaisijan d_{100} [mm] tulee olla noin puolitoistakertainen suhteessa 50 % läpäisyä vastaavaan raekokoon halkaisijaan d_{50} . Eroosiosuojauksen pintakerrokseen käytettävien kivien tulee olla suunnilleen samankokoisia, koska yksittäiset suuremmat lohkareet saattavat aiheuttaa pyörteitä, jotka kuljettavat hienompaa kiviainesta pois. /Erosionsskydd i vatten vid väg och brobyggnad 1978:18, sivu 13/

Jos eroosiosuojaukseen käytetään luonnon kiviainesta, tulee käyttää 10 % suurempia kivikoon arvoja kuin murskeella tai louheella. /Vägverket Publ 2008:80, sivu 80/

Kun virtausnopeuden perusteella vaadittava kivikoko on $d_{50} > 400$ mm, suunnitellaan eroosiosuojaus kohdekohtaisesti. /Vägverket Publ 2009:46/

Suodatinkerroksen määräytyminen

Ohje suodatinkerroksen vaatimuksista on voimassa kaikille virtaus- ja aaltoeroosiosuojauksille.

Suodatinkerros tarvitaan tavanomaisissa tapauksissa, joissa virtaus on tasainen ja virtausnopeus alle 1 m/s ja pohjamaa hiekkaa hienompaa /Silko 1.901/. Tällöin suodatinkerrokseksi riittää alle 150 mm:n kerros suodatinhiekkaa tai suodatinkangas, joka tulee valita InfraRYL:n osan 21120.1 Suodatinkankaiden vaatimukset mukaisesti.

Suojattavan maalajin ollessa kerrostunutta savea tai soraa tulee suodatinkerros mitoitaa alla olevien suhteiden mukaisesti:

$$\begin{aligned}\frac{D_{15}}{d_{85}} &\leq 5 \\ \frac{D_{50}}{d_{50}} &\leq 25, \\ 5 &< \frac{D_{15}}{d_{15}} < 30\end{aligned}\quad (8.5)$$

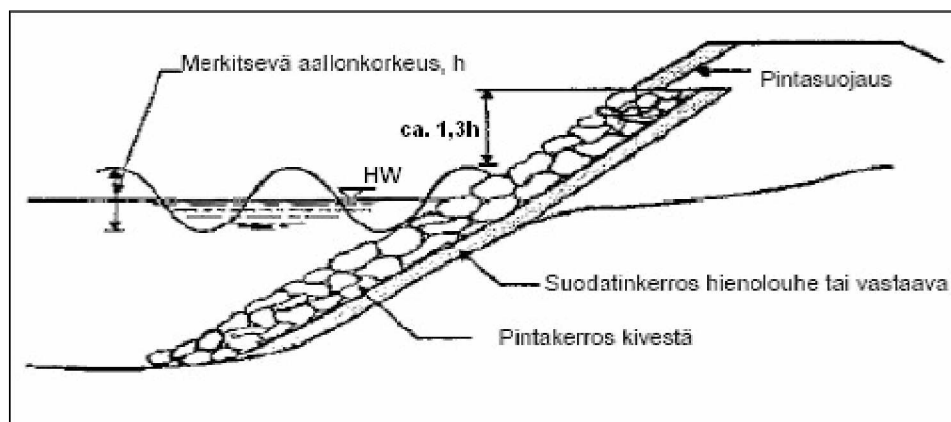
missä D on eroosiosuojaukseen käytettävän materiaalin läpäisyjä 15, 50 vastaavat raekoon halkaisijat ja d vastaavasti suojattavan pohjamateriaalin läpäisyjä 15 ja 50 vastaavat raekoon halkaisijat [mm]. /Erosionsskydd i vatten vid väg- och brobyggnad/

8.7 Eroosiosuojaus aaltoeroosiota vastaan

Mikäli veden virtausnopeus on yli 2 m/s tai jään lähtö tai aallokko aiheuttaa erityisen suurta kulutusta, on suojauksen rakenne ja laajuus määritettävä kohdekohtaisesti. Tiehallinto 2007, Sillan geotekniset suunnitteluperusteet, liite 6, TIEH 2100053-07/

Aallokon suuruus on riippuvainen avoimen ulapan suuruudesta, tuulen voimakkuudesta sekä sen kestoajasta. Sisävesistöissä ja kanavissa puolestaan vesiliikenne määrittää usein mitoitusaallokon. /RIL-123 Vesirakenteiden suunnittelu/

Eroosiosuojaus tulee ulottaa ylivedenpinnasta mitattuna 1,3 kertaa merkitsevää aallokkorkeutta, h, korkeammalle kuvan 8.14 mukaisesti:



Kuva 8.14 Eroosiosuojauksen laajuus aaltoja vastaan (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Veden virtauksen vaikutuksen kohteena olevien rakenteiden ympärillä suojauksen leveys voidaan arvioida Vägverketin julkaisun Erosion skydd i vatten vid väg och brobyggnad 1987:18 mukaan.

Aaltoeroosiosuojaukseen käytettävän kivikoko ja suodatinkriteeri

Eroosiosuojauksen pintakerroksen lohkarokoot tulee valita siten, että lohkaroket eivät liiku mitoitusaallokon vaikutuksesta paikoiltaan (RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu 1979).

Mitoitusaallokko tulee selvittää tilastollisesti tai arvioida vapaan ulapan selän pituuden ja alueen tuuliolosuhteiden perusteella käyttäen apuna julkaisua Vägverket 1987-10, Erosionsskydd i vatten vid väg- och brobyggnad 1987:18. Edellä mainitussa ohjeessa on esitetty aaltoeroosiosuojauksen mitoitus.

Alla olevassa taulukossa 8.6 on eri aallon korkeuksilla laskettuja luiskan verhousmateriaalin arvoja.

Taulukko 8.6 Aallon maksimikorkeudet ja luiskan verhousmateriaalivaatimukset./A.Leskelä, PATO -koulutus luentomateriaali 17.2.2010/

Aallon maksimikorkeus, m	Pienin keskimääräinen raekoko (d_{50}), mm	Vähimmäiskerospaksuus, mm
0 ... 0,6	250	300
0,6...1,2	300	450
1,2...1,8	380	600
1,8...2,4	450	750
2,4...3,0	550	900

Suodattimelle on voimassa sama määräytymisperiaate, mitä kerrottu kappaleen 8.7 osassa suodatin kerroksen määräytyminen.

Suodatinosaa ei välttämättä tarvita, jos pintakerroksen paksuus on hyvin suuri (esim: 1,5 m) ja se vaimentaa aallokon aiheuttaman huuhtoutumisen jos perusmaa on karkeaa kitkamaata. Mikäli luiskan läpi kulkee paljon suotovesiä, on suodatin rakennettava vaikka pintakerros olisi kuinka paksu. Louheen alla voidaan käyttää suodatin kangasta, mutta sen auki pysyminen on varmistettava. /RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu 1979/

8.8 Jään, epätasaisen virtauksen ja potkurivirtojen aiheuttama eroosio

Jäiden aiheuttama eroosio riippuu niin paljon paikallisista olosuhteista, ettei sille ole annettavissa yleispäteviä suunnitteluohjeita. Jäiden vaikutus luiskan eroosioon tulee arvioida aina tapauskohtaisesti. /RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu 1979/

Epätasainen virtaus voi kehittyä esim. uoman supistuessa jäiden tai työpatojen seurauksena. Epätasaisen virtaustilanteen syntyessä kasvaa myös usein virtauksen suu-

ruus, jolloin tarvittava kivikoko kasvaa myös merkittävästi. /RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu 1979, SILKO 1.901/

Alusten potkurivirtojen ja epätasaisen virtauksen vaikutus tulee aina selvittää tapauskohtaisesti /RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu 1979, SILKO 1.901 1987/

IV KALLIOLEIKKAUS

9 Kallioleikkauksen suunnitteluperusteet

9.1 Tien tasaus ja poikkileikkaus

Kallioleikkauksen laajuus määräytyy pitkälti tie- ja liikenneteknisessä suunnittelussa, jossa määritetään muun muassa:

- tien geometria ja tasaus maastoon ja kallionpintaan nähden
- poikkileikkaus
- kuivatusratkaisut

Em. ominaisuuksien suunnittelu perustuu seuraaviin ohjeisiin:

- Teiden suunnittelu ohjeet
- Kaiteet ja suistumisonnettomuuksien ehkäisy, TIEH 2100014-02
- Tierakenteen suunnittelu, TIEH 2100029-04

Yllä mainitut tien ominaisuudet sijoittuvat tieteknisen ja geoteknisen suunnittelun rajapinnalle, jolloin ratkaisuja arvioidaan molemmista näkökulmista. Lisäksi otetaan huomioon myös muut tekniset -, taloudelliset - ja ympäristövaikutukset.

Maaleikkausten suunnittelua enemmän kallioleikkauksen suunnitteluun vaikuttavat hankkeen massatalous ja louhittavan kiviaineksen jatkojalostuskelpoisuus mm. päällysrakenteessa käytettäväksi kiviaineeksi.

Kallioleikkauksen yksikkökustannus on tyypillisesti yli kaksinkertainen maaleikkaukseen verrattuna, jolloin kallioleikkausten suhteellinen vaikutus investointikustannuksiin on vastaavasti suurempi.

9.2 Kallioleikkauksen suunnittelu

Kallioleikkauksen geoteknisen suunnittelun vaatimukset kohdistuvat ensisijaisesti:

- luonnontilaiseksi jäävän ja louhitun kalliopinnan pysyvyyteen ja vakavuuteen
- kallioleikkausten vahvistuksiin
- kallioleikkaukseen liittyviin suojausrakenteisiin
- kallioleikkauksen vaikutukseen pintavesien valunnan ja pohjavesisuhteiden hallintaan
- kuivatuksen suunnitteluun
- kallioleikkauuspohja ei saa aiheuttaa tien pintaan heijastuvia tasaisuus tai liukkaushaittoja tai edesauttaa paannejään muodostumista (InfraRYL 21320 Kallioleikkaus)
- kallion yläpuolisen maan leikkauksen vakavuuteen
- louhintatärinän huomioimiseen

Em. ominaisuuksien suunnittelu perustuu seuraaviin ohjeisiin:

- Kallioleikkaukset, Tielaituksen selvityksiä (30/1994)
- Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-01
- Sillan geotekniset suunnitteluperusteet TIEH 2100053-v-07
- InfraRYL 2010 kohta 17100 Kallioavoleikkaukset

Irrotuksessa muodostuva louhe on yleensä jatkojalostuskelpoista tai se on kelvollista päällysrakenne- tai pengermateriaaliksi sellaisenaan. Ohjeessa Geotekniset tutkimukset ja mittaukset TIEH 2100057-v-08 esitetään ohjeet leikkauksista saatavan materiaalin laadun tutkimukseksi eri suunnitteluvaiheissa.

Kallion rakennettavuus

Kallion rakennettavuutta arvioitaessa pyritään selvittämään ja dokumentoimaan alla mainittavat kallion ominaisuudet sekä arvioimaan niiden vaikutusta suunniteltavan rakenteen toteutukseen. Rakennettavuuden tutkiminen on osa tien suunnitteluhankkeen pohjatutkimuksia

Kallion rakennettavuuteen vaikuttavat:

- kivilaatu
- kalliolaatu
- kalliopinnan topografia ja korkeusasema
- kallion jännitystila
- pohja- ja pintavesi

Kalliolaatu koostuu kivilaadusta kivilajin suuntauksineen ja kontakteineen sekä rakou- lusta mukaan lukien rakojen karkeus.

Kallio on materiaalina yleensä epähomogeenista, rakenteellisesti epäjatkuvaa ja lu- juudeltaan vaihtelevaa. Kallion rakennettavuus muodostuu rakennus ja louhintatek- nisistä ominaisuuksista, joita **selittävät** muun muassa:

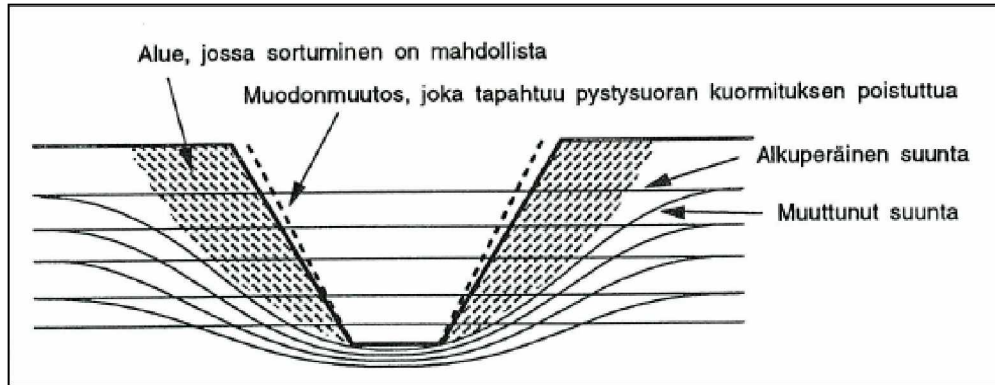
- mineraalikoostumus
- kivilaji
- kivilajien yhteenliittyminen
- suuntaus
- rikkonaisuus
- heikkousvyöhykkeet
- rapautuneisuus
- kalliopinnantopografia

Näiden ominaisuuksien ja rakennettavuuden väliset yhteydet perustuvat puhtaasti kokemuseräiseen tietoon sekä asiantuntijoiden näkemyksiin ja arvioihin.

Kallion sisäinen jännitystila

Kallioperässä, kalliolohkoissa ja niiden välillä, vallitsee jännitystila (niin sanottu vuo- ripaine). Jännityksen suuruus vaihtelee eri suunnissa. Lähellä kallion pintaa pääjänni- tys on lähes vaakasuora, mutta vaihtelee suuruudeltaan ja ilmansuunnaltaan kivilaji- en koostumuksen ja rakenteiden sekä kalliopinnan topografian mukaan. Jännitystila aiheuttaa pintaa vastaan kohtisuoraa vetoa, joka puolestaan synnyttää pinnanmukai- set lähes vaakasuorat raot. Jännityksen pystykomponentti kasvaa syvemmillä kallios- sa [Kauranne, L. K., Gardemeister, R., Korhonen, K. ja Mälkki, E., 1972 Rakennusgeolo- gia II. TKY no 304].

Louhinta muuttaa kallion sisäistä jännitystilaa. Jännityksen laukeaminen ja jännitysuunnissa tapahtuvat muutokset aiheuttavat kallioleikkauksessa muodonmuutoksia, joka saattavat johtaa rakoiluun ja sortumisiin sekä toisaalta leikkauksen pohjalle muodostuvaan kuormitushuippuun.



Kuva 9.1 Periaatekuva avolouhoksen vaikutuksista horisontaalivoimiin [Vuorimiesyhdistys r.y. 1973, Tutkimusseloste 27].

Jännitystilän vaikutus ei useimmiten ole merkittävä kallioleikkauksen kannalta ja sen tutkiminen tulee harvoin kysymykseen. Mikäli kohdealueen jännitystilat tunnetaan tai arvioidaan suuriksi (esimerkiksi lähialueen tai vastaavan tilanteen perusteella), voidaan mitata jännitystilän suuruus ja suunta. Mittaustuloksella arvioidaan kallion jännitystila louhinnan jälkeen, jotta voidaan suunnitella tarvittavat lujitus- tai sitomistoimenpiteet.

Yksittäisen kappaleen pysyvyys

Kalliomekaanisesti kallioleikkaus on rakoilun ja epäjatkuvuuspintojen rikkomaa ja koostuu yksittäisistä kivistä ja lohcareista. Kalliomekaaninen tarkastelu perustuu yksittäisten kappaleiden käyttäytymisen määrittelyyn.

Kallioleikkauksen pysyvyys on riippuvainen rakojen ja epäjatkuvuuspintojen leikkauslujuudesta.

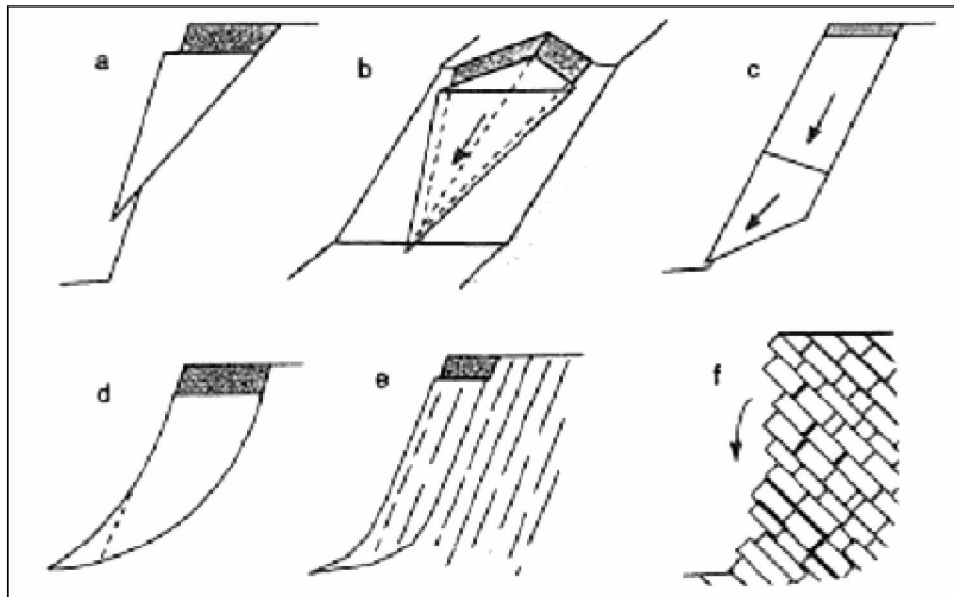
Yksittäisen kappaleen irtoaminen on yleensä monimutkainen liikesarja, johon liittyy lähinnä liukumista ja kaatumista. Irronneen kappaleen liikkeeseen liittyy lisäksi pyörimistä, vapaata pudotusta ja pomppimista.

Kallioluiskan murtuminen

Kallioluiskien murtumiseen ja sortumiseen vaikuttavat kallion rakenne sekä luiskan ja rakenteen suuntaus siten, että murtuminen tapahtuu epäjatkuvuuskohtien mukaisesti. Vain hyvin korkeissa leikkauksissa tai rikkonaisilla kivilajeilla materiaalin mekaaniset ominaisuudet ovat ratkaisevia (Richards, L., 1992.).

Voimakkaasti rapautuneet tai hyvin rikkonaiset kallioleikkaukset käyttäytyvät maa-luiskien kaltaisesti.

Kallioleikkauksille voidaan määrittää murtumismekanismit. Näitä ovat siirros- ja pyörähdysmurtuma sekä lohcareiden irtoaminen. Lisäksi siirros- ja pyörähdysmurtumat jaetaan eri tyyppeihin, joita on esitetty kuvassa 9.2 (Richards, L., 1992).



Kuva 9.2 Kallioluiskan murtumismekanismeja. Siirros-murtumia ovat a) taso-, b) kiilamurtuma sekä c) aktiivi- ja passiivikappaleen murtumat. Pyöräh-dysmurtumia ovat d) ympyrämurtuma ja e) valuma. f) Lohkareiden ir-toaminen.

9.3 Tekniset vaatimukset

Kallioavoleikkauksia koskevat yleiset tekniset vaatimukset on esitetty InfraRYL 2010 kohdassa 17100. Kallioleikkauksia koskevassa suunnitelmassa ja **työkohtaisessa työselostuksessa ja laatuvaatimuksissa** esitetään näitä vaatimuksia täydentävät tai niistä poikkeavat vaatimukset.

10 Kallioleikkauksen suunnittelu

10.1 Kallioleikkaukset tiensuunnittelussa

Kallioleikkaukset suunnitellaan osana tien muuta teknistä suunnittelua. Suunnittelu-perusteet on esitetty tämän ohjeen luvussa 9.

Kallioleikkaukset huomioidaan osana linjauksen ja tasauksen suunnittelua. Suunnittelun tulee perustua riittävän yksityiskohtaisiin ja kattaviin tietoihin kallion pinnan asemasta ja kallion laadusta suunnitteluvaihe huomioiden.

10.2 Kallioleikkauksen tutkimukset

Leikkausta varten tehtävät tutkimukset

Kallioleikkauksen tutkimuksilla selvitetään

- kalliopinnan korkeusasema
- kallion rakennettavuus
- kallioleikkauksesta irrotettavan materiaalin jatkojalostuskelpoisuus
- ympäristövaikutukset

Osana tien geoteknistä suunnittelua geosuunnittelija laatii pohjatutkimusohjelman ja tulkitsee pohjatutkimustulokset sekä arvioi niiden riittävyyden yhteistyössä tiensuunnittelusta vastaavan suunnittelijan kanssa.

Geosuunnittelija käyttää tarvittaessa apunaan kallioleikkauksiin ja lujituksiin tai materiaalitutkimuksiin riittävästi perehtynyttä asiantuntijaa.

Kun kallion ominaisuuksilla arvioidaan olevan vaikutusta kallion rakennettavuuteen, pyritään kappaleessa 9.2 mainitut kallion ominaisuudet selvittämään ja dokumentoimaan sekä arvioimaan niiden vaikutusta suunniteltavan rakenteen toteutukseen. Jos kallio ei ole näkyvissä, eikä sen pintaa voida paljastaa tai kalliota tutkia riittävän yksityiskohtaisesti kairauksin, on tilanne dokumentoitava pohjatutkimusraporttiin ja esitettävä tutkimusten tekemistä hankkeen myöhemmässä vaiheessa.

Kallioleikkauksen suunnitteluun liittyvien tutkimusten laajuus riippuu suunnitelma-vaiheesta ja olosuhteista.

Kallion ominaisuuksien arvioinnissa ja tutkimusten suunnittelussa tulee pyrkiä hyödyntämään alueella jo toteutetuista kallioleikkauksista tehtäviä havaintoja ja saatuja kokemuksia.

Kallion laatututkimuksessa oleellista on paikallistaa kallion heikkouskohdat. Kallion laatututkimukset dokumentoidaan käyttäen rakennusgeologista kallioluokitusta. Kalliolaatu määritellään kallion rakenteellisen kiinteyden, rakennetyypin ja rakoilun tiheyden mukaisesti. Kivilaadun osalta tärkeimpiä ovat kiven rapautumisaste ja osasten järjestäytyneisyys.

Tutkimusten laajuus voi olla:

- Vähimmäistutkimukset
- Perustutkimukset
- Vaativan kohteen tutkimukset tai
- Erittäin vaativan kohteen tutkimukset

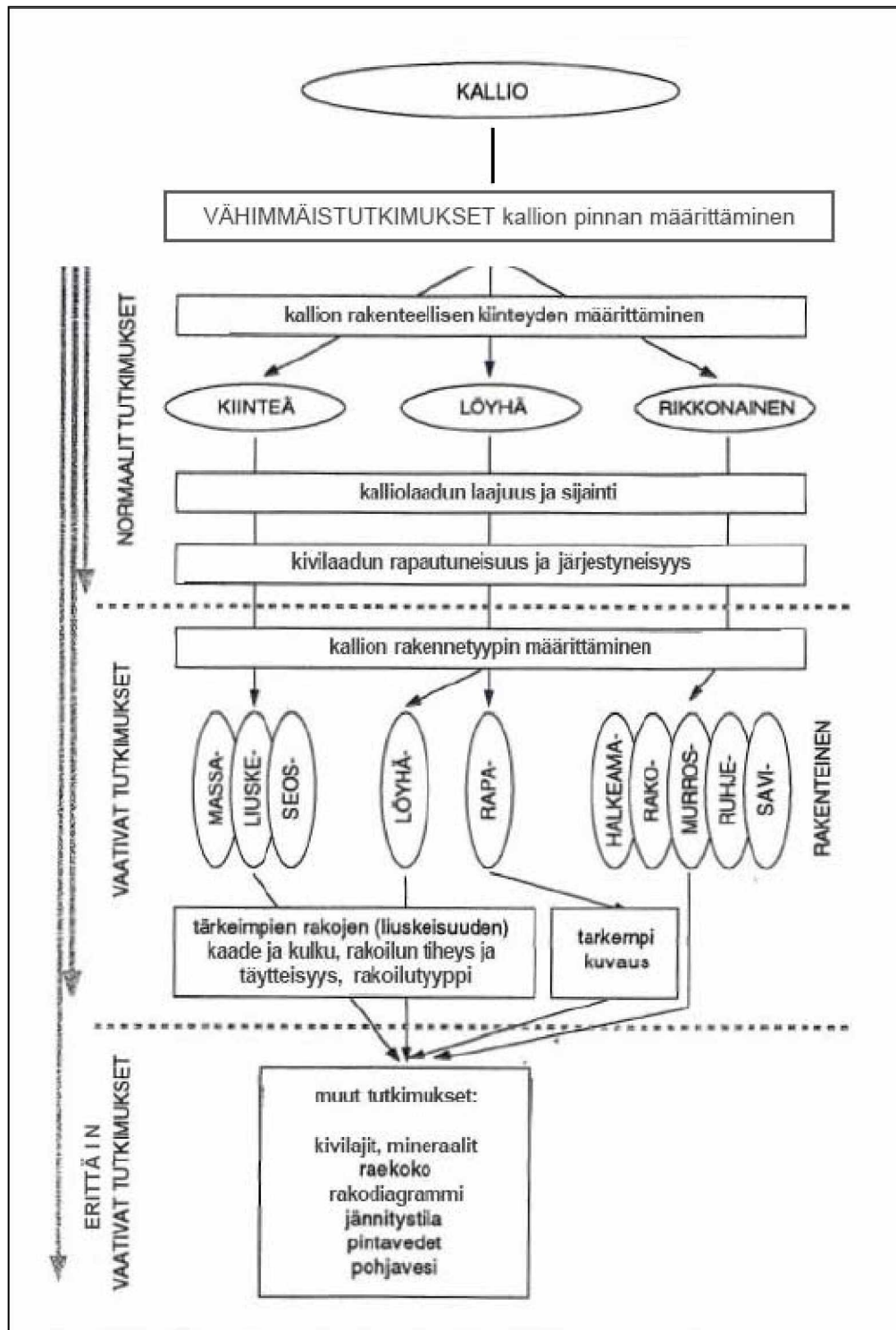
Vähimmäistutkimuksena voidaan pitää kallion pinna määrittämistä. Vähimmäistutkimukset ovat riittävät, jos kallioleikkauskohde on merkitykseltään vähäinen tai kun rakentamisolosuhteet ovat muuten helpot. Vähimmäistutkimukset edellyttävät aina, että lisätutkimus- ja suunnittelutarve tarkistetaan rakentamisvaiheessa.

Perustutkimuksessa määritetään kallion geologiset piirteet. Tällöin selvitetään kallion rakenteellinen kiinteys (kiinteä, löyhä tai rikkonainen), kivilaadun rapautumisaste ja järjestyneisyys, sekä kalliopinnan asema. Perustutkimukset ovat riittävät, jos kallioleikkauskohde on merkitykseltään tavanomainen ja olosuhteet eivät poikkea tavanomaisesta.

Vaativan kohteen tutkimuksessa määrätään kallion rakenteellinen kiinteys (kiinteä, löyhä tai rikkonainen), kunkin laatualueen laajuus ja sijainti, kiinteän ja löyhän kallion rakennetyyppi (kiinteällä kalliolla massa-, liuske- tai seosrakenteinen ja löyhällä kalliolla löyhä- ja raparakenteinen), kivilaadun rapautumisaste ja järjestäytyneisyys sekä tärkeimpien rakojen asema, täytteisyys ja esiintymistiheys sekä suunta (kulku ja kaade).

Erittäin vaativissa kallioleikkauskohteissa tehdään laajempia tutkimuksia ja selvityksiä. Näihin kuuluvat normaalien tutkimuksien lisäksi kallion kivilaadun tarkempi määrittäminen, kivilajien ja mineraalien määrittäminen, rakodiagrammin teko, jännitystilän mittaaminen sekä pohja- ja pintavesien virtauksen tutkiminen.

Kuvassa 10.1 on esitetty vuokaaviona kallion laatututkimusten laajuus ja tutkittavat ominaisuudet.



Kuva 10.1 Kalliotutkimukset kallioleikkauskohteessa. Tutkimukset etenevät ylhäältä alaspäin. Laatikot ovat tutkittavia ominaisuuksia, soikiot kalliolaatu-luokkia (Rakennusgeologinen kallioluokitus).

Kallion laatututkimukset

Kallion laatututkimukset tehdään pääsääntöisesti osana tiehankkeen muita geoteknisiä tutkimuksia ohjeen Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (TIEH 2100057-08) mukaisesti.

Kalliroleikkausten ja kiviainesten ottopaikoiksi suunniteltujen alueiden geologisesta tutkimisesta on lisäksi julkaistu ohje Kallionlaatututkimukset tiensuunnittelussa, ohje (TIEL 2180001).

Tutkimustulosten raportointi

Tehdyt tutkimukset ja niiden analyysi liitetään osaksi Pohjatutkimusraporttia. Laadinnassa noudatetaan Rakennusgeologista kallioluokitusta.

Kalliolaatuosuudet ja varsinkin heikkousvyöhykkeet kuvataan sanallisesti tai kartta- ja leikkauskuvoin. Tulosteesta tulee käydä ilmi kalliolaatu ja kivilaatu, alueiden sijainti ja rajat sekä tärkeimpien rakojen sijainti ja asema.

10.3 Kallion laadun vaikutus suunnitelmaan

Kalliolaatu voi vaikuttaa merkittävästi louhintaan, louhintamenetelmään, poikkileikkauksen geometriaan ja myöhemmin käyttöaikana tien ylläpitoon.

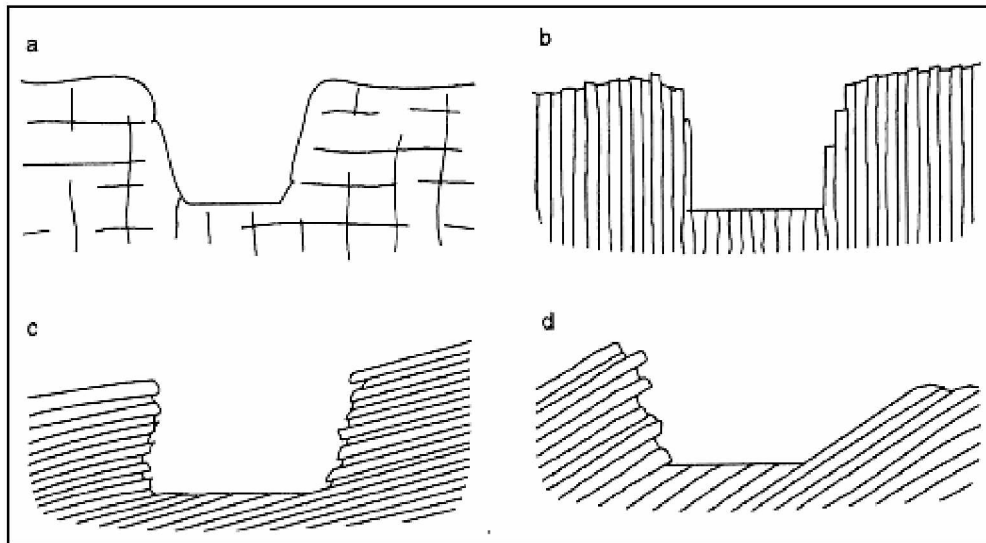
Kalliroleikkauksen seinä ja pohjapintojen tarkkuusvaatimus on esitetty InfraRYL 2010 kohdassa 17110, jota noudatetaan, ellei muuta ole esitetty suunnitelmassa.

Kiinteä kallio

Rakenteellisesti kiinteä kallio soveltuu hyvin kalliorakentamiseen. Tasaisin louhintajälki saavutetaan massamaisessa tai heikosti liuskeisessa kalliossa, joka on harva- tai vähärakoista ja rapautumatonta. Liuskeisuus, rakoilu tai rapautuneisuus vaikeuttaa suunnitellun louhintajäljen saavuttamista.

Liuskeisessa tai rakoilleessa kalliossa silein louhintajälki syntyy liuskeisuuden tai pääräkoilun suunnassa. Normaalilla tai harvalla porauksella syntyy liuskeisuutta tai tiheää rakoilua jyrkästi leikkaaville pinnoille epätasainen pinta. Epätasaisin pinta syntyy kun tiheän rakoilun suuntaa leikataan 20... 30°:n kulmassa varsinkin tilanteessa, jossa rakoilun (tai liuskeisuuden) kaade on leikkauksesta poispäin, kuten on esitetty kuvassa 10.2d (Ohjeita kallionottopaikkojen ja tieleikkausten louhinnasta sekä maisemoinnista (TIEL2212458)). Tiheällä porauksella on kuitenkin yleensä saatavissa sileä louhintajälki. Vaakarakoilu ei merkittävästi huononna louhinnan onnistumista.

Louhintapintojen pysyvyyteen vaikuttaa ratkaisevasti rakoilun suunta ja avonaisuus. Kun leikkausten seinämä leikkaa voimakasta rakosuuntaa loivasti pituus- tai pystysuunnassa tai on sen suuntainen, on varauduttava ryöstäytymiin. Seinämät on pyrittävä luiskaamaan liuskeisuuden tai vallitsevan rakoilun kaateen mukaan. Mikäli tämä ei ole mahdollista, tulee kalliroleikkaus pyrkiä loiventamaan esimerkiksi porrastettua louhintatapaa käyttäen (Ohjeita kallionottopaikkojen ja tieleikkausten louhinnasta sekä maisemoinnista TIEL2212458).



Kuva 10.2 Liuskeisuuden ja rakoilun vaikutus louhintajälkeen ja pysyvyyteen. a) massamainen, harvarakoinen kivilaatu, b) pystyasentoinen liuskeisuus ja tiheä rakoilu, c) loiva-asentoinen liuskeisuus ja tiheä rakoilu sekä d) vinoasentoinen liuskeisuus tai tiheä rakoilu.

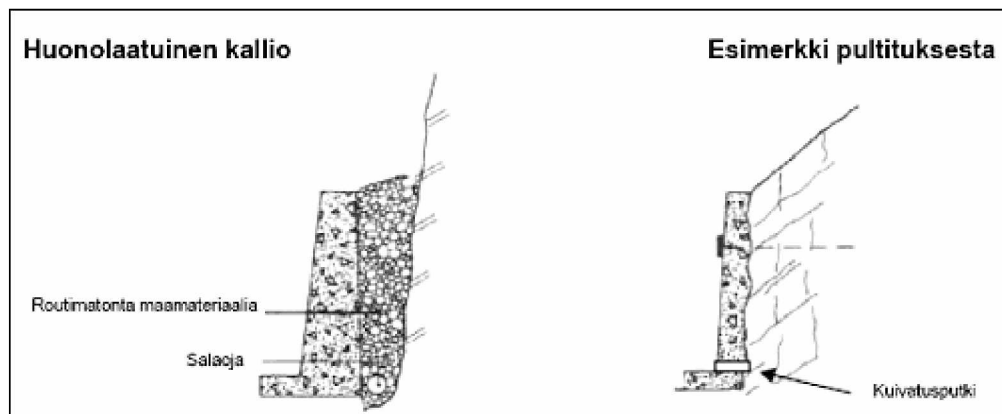
Kallionleikkausten pintojen tasaisuusvaatimukset on esitetty InfraRYL 2010 kohdassa 17110, joita noudatetaan, ellei suunnitelmassa ole muuta esitetty.

Rikkinainen ja löyhä kallio

Rakenteellisesti löyhään tai rikkonaisen kallioon tehdyn leikkauksen pysyvyys on huonompi kuin kiinteään kallioon tehdyn leikkauksen. Pysyvyyttä voidaan parantaa loiventamalla leikkausluiskia tai vahvistamalla niitä:

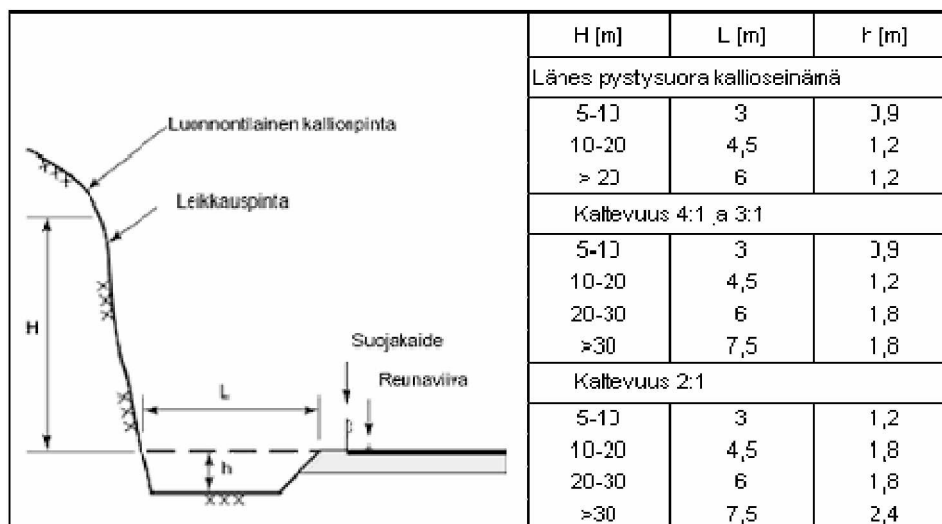
- hyvin rikkinäinen kiviaineksen muotoilu maaluiskan tavoin ja verhoilemalla se maalla
- käyttämällä raonräjäytystä tai jälkilouhintaa
- leikkausluiskan loiventaminen rusnauksen yhteydessä
- ruiskubetonoinnilla lujittaminen
- injektoimalla lujittaminen
- kallioluiskan tai luiskan juureen rakennettavalla tukimuurilla
- irtokivien tai hyvin rikkonaisen kallion sitominen verkoilla

Pultitus ja ankurointi eivät yleensä ole tehokkaita hyvin löyhään tai hyvin rikkonaisen kalliossa, vaan lisäksi ja niiden ohella tarvitaan muita tukevia rakenteita.



Kuva 10.3 Huonolaatuisen kallion tuenta ja pultitus

Kallioleikkauksen juureen voidaan suunnitella pysyvä avokaivanto (leveä ja syvä sivuoja), joka ehkäisee tippuvien kivien vierimistä ajoradalle tai kallioleikkauksen eteen, yleensä ulkoluiskaan, voidaan rakentaa vierimiseste. Nämä rakenteet edellyttävät kohdekohtaista suunnitelmaa.



Kuva 10.4 Suojaojan mitoitus tippuvia kiviä vastaan (kun kallioleikkausta ei ole suojattu muulla tavoin) (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Suunnittelussa voidaan käyttää ohjeita:

- Håndbok 274, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger Statens vegvesen 2008)
- Håndbok 215, Fjellbolting, (Statens vegvesen 2000).

Luiskan loiventamista lukuun ottamatta, kallioluiskan vahvistuksen suunnittelu edellyttää riittävää perehtyneisyyttä kalliomekaniikkaan sekä riittävää kokemusta ja perehtyneisyyttä niiden suunnitteluun. Nämä rakenteet edellyttävät kohdekohtaista suunnitelmaa.

Myös rakenteeltaan kiinteän kallion lujittaminen pulteilla ja verkkojen käyttö saattaa olla tarpeellista, kun leikkaus joudutaan jättämään niin kapeaksi, että irtoavat kivet aiheuttavat välitöntä vaara jalankulkijoille tai muille tiellä liikkujille.



Kuva 10.5 Kallioleikkauksen lujitus systemaattisella pultituksella ja suojaus teräsverkolla kohteessa, jossa kevyenliikenteen väylä on 0,5-1 m kallioleikkauksen juuresta (kuva Panu Tolla)

10.4 Kalliopoikkileikkauksen geometria

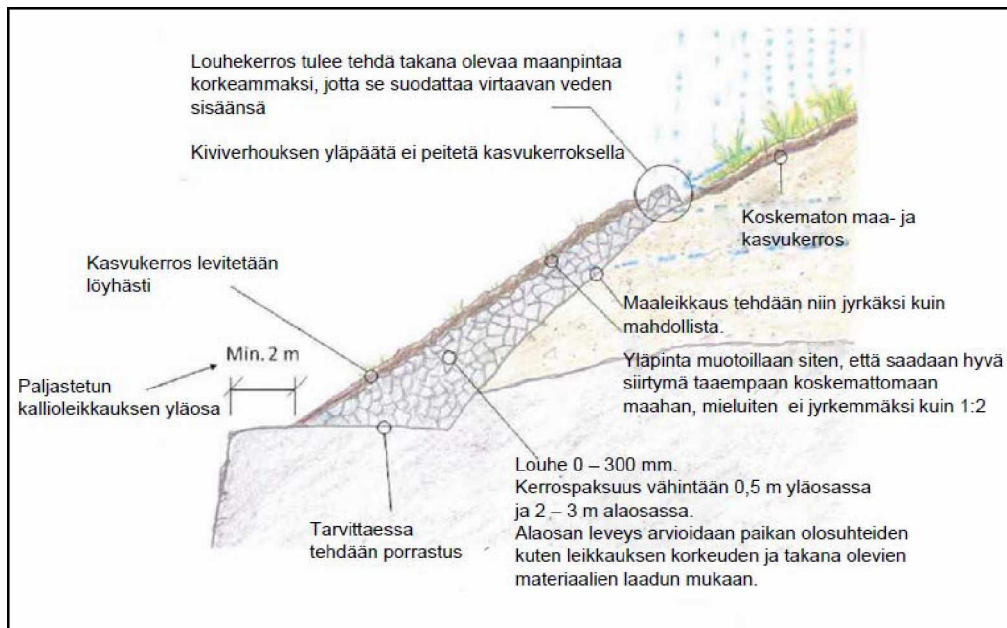
Poikkileikkauksen geometria

Kallioleikkausten suunnittelussa noudatetaan kohdassa Suunnitteluperusteet mainittuja ohjeita. Kallioleikkausten rakentamisen tekniset vaatimukset on esitetty InfraRYL 2010 kohdassa 17100 Kallioavoleikkaukset. Näitä vaatimuksia täsmennetään ja täydennetään suunnitelmassa.

Ohjeessa Kaiteet ja suistumisonnettomuuksien ehkäisy (TIEH 2100014-02) on esitetty vaatimukset muun muassa kallioleikkaukseen sijoittuvalle poikkileikkaukselle.

Kuvassa 10.5 on esitetty poikkileikkauksratkaisuja, jotka ovat yllämainitun ohjeen mukaisia. Poikkileikkauksen mitoitus tehdään kuitenkin aina hankekohtaisesti huomioon otettujen ohjeiden vaatimukset. Kuvan 10.5 mukaista jyrkkää kallioleikkausta voidaan käyt-

Luiska voidaan suojata suodatinkerroksella ja luiskaa tukevalla verhouksella pinta-veden valunnan aiheuttamaa ja erityisesti pohjaveden suotautumisen aiheuttamaa eroosiota vastaa.



Kuva 10.7 Ulkoluiskan suojaus erityisesti pohjaveden suotautumisesta aiheutuvaa eroosiota vastaan (Håndbok 274, Statens vegvesen 2008-4)

Kallioleikkaus louhitaan loivaksi (1:2), jos kallioleikkauksen korkeus on alle 1,5 m tai korkean kallio-osuuden pituus on alle 20 m.

Loivaluiskainen kallioleikkaus louhitaan niin, että sisäluiska on leveydeltään yli 2 m ja kaltevuudeltaan 1:4. Ulkoluiskan kaltevuus on 1:2 ja jatkuu maaston mukaisesti. Lohkareet tai niiden kulmat eivät saa jäädä verhoilun suunniteltua paksuutta lähemmäksi verhoilun pintaa.

Pintavesien valuntaa ja kallion yläpuolisesta maaleikkauksesta suotautuvan veden määrää voidaan rajoittaa leikkausten yläosaan tehtävällä niskaojalla yhdeltä tai useammalta tasolta.

Poikkileikkauksen geometria rikkonaisessa kalliossa

Tehtäessä kallioleikkausta rikkonaiseen kallioon voidaan leikkausta loiventaa tai levenittää. Lisäksi voidaan käyttää kappaleessa 9.2 mainittuja lujitusmenetelmiä ja rakenteita

10.5 Työnaikainen suunnittelu

Jos suunniteltavan leikkauksen kalliolaatua ei ole mahdollista selvittää ko. suunnitelmavaiheessa, tulee puute kirjata ja esittää suunnitelmassa, että tutkimukset ja suunnitelman tarkistus tehdään osana toteutusta.

Toteutusvaiheessa tapahtuvassa suunnittelussa noudatetaan samoja suunnitteluperusteita kuin tavanomaisessa suunnittelussa.

Jos toteutusvaiheessa tehtävä suunnittelu tehdään vaiheessa, jossa leikkaustyö on jo aloitettu, järjestetään työmaalla katselmus, jonka yhteydessä kallioleikkauksen suunnittelija tekee tarvittavat tutkimukset ja jonka perusteella suunnitelma voidaan laatia.

10.6 Turvallisuus

Kallioleikkauksen katselmus rakennustyön lopussa

Kun kallioleikkauksen louhinta- ja mahdolliset lujitustyöt ovat valmistuneet, tulee työmaalla pitää katselmus, jossa tarkastetaan leikkauksen suunnitelmanmukaisuus, leikkauksen vakavuus ja kalliopinnan pysyvyys. Tarvittaessa toteuttelua suunnitelmaa täydennetään, mikäli arvioidaan, että leikkaus ei ole stabiili, siitä voi irrota lohkaraita tai toteutettu kuivatusratkaisu ei ole riittävä.

Luiskat ja kaiteet

Kallioleikkauksen ja tien ajoradan välissä olevan sisä- ja ulkoluiskan mitat sekä mahdollisesti rakennettava kaide suunnitellaan ohjeen Kaiteet ja suistumisonnettomuuksien ehkäisy (TIEH 2100014-02) mukaisesti.

Suoja-aita

Kallioleikkauksen kohdalle on rakennettava suoja-aita, mikäli on olemassa ihmisen tai eläimen putoamisvaara. Aitojen suunnittelussa noudatetaan ohjetta Aitojen suunnittelu, TIEH 2100049-07

Kirjallisuusluettelo

Banverket & Vägverket, Juli 2009, Tekniska kravdokument Geo (TK Geo).

Chowdhury, R.N., Slope analysis. Developments in geotechnical engineering vol. 22., Elsevier, Amsterdam 1978.

Kauranne, L. K., Gardemeister, R., Korhonen, K. ja Mälkki, E., 1972. Rakennusgeologia II. TKY no 304. Espoo.

Korhonen, K—H., Lojander, M., Karstunen, M., Pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkerein geotekniset laskelmat. Loppuraportti 3 (LR3). Tielaitos, geokeskus. Helsinki 1993.

Leskelä Antti, PATO -koulutus luentomateriaali 17.2.2010.

Leroueil et al 1990, Embankments on soft clays (Ellis Horwood series in civil engineering).

Magmam, J.P., Felix, B., Mieussens, C., Florentin, P-, Comparaison de quelques methodes d'etude des tassements des ouvrages sur sols compressibles. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, vol.1. British Geotechnical Society, London, 1979.

Maijala, P. V., Kauranne, L. K., Lindholm, O., Matikainen, R., Mustala, J., Niini, H. ja Pelto, E., 1973. Kallion rakenteellisten ominaisuuksien vaikutus louhittavuuteen. Vuorimiesyhdistys r.y., Tutkimuslause 27. Helsinki. 131 s.

Rakennustieto, InfraRYL 2010/1-2009/3.

Ratahallintokeskus 1999, Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset, osa 5 maaleikkaus- ja pengerrystyöt.

Ratahallintokeskuksen julkaisu B15, 2005, Radan stabiiliteetin laskenta, Olemassa olevat penkereet,

Ratahallintokeskuksen julkaisu A10, 2006, Radan stabiiliteetin laskenta, Olemassa olevat penkereet, Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto.

Richards, L., 1992. Slope stability and rockfall problems in rock masses. Engineering in Rock Masses. Oxford. s. 209-229.

RIL 123 Vesirakenteiden suunnittelu, 1979.

RIL 157-I Geomekaniikka I, 1985.

Statens vegvesen Håndbok 016, Oslo 2009; Geoteknikk i vegbygging

Statens vegvesen Håndbok 274, Oslo 2008; Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger.

Tie- ja vesirakennushallitus ja Maa ja Vesi Oy, 1985; Kuivakuorisavien käyttö tiepenkereissä.

Tie- ja vesirakennushallitus, tierakennustoimisto, 1986. Ohjeita kallion ottopaikkojen ja tieleikkausten louhinnasta sekä maisemoinnista. Tiel 2212458. Helsinki. 28 s.

Tiehallinto 1987, SILKO 1.901 Siltapaikan viimeistely – yleisohje 4/87.

Tiehallinto 2001, Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet TIEH 2100002-0.

Tiehallinto 2002, Kaiteet ja suistumisonnettomuuksien ehkäisy, TIEH 2100014-02

Tiehallinto 2003, Geotekniset laskelmat TIEH 2100018-v-03.

Tiehallinto 2003, Tien perustamistavan valinta, TIEH2100019-v-03.

Tiehallinto 2004, Tierakenteen suunnittelu, TIEH 2100029-04.

Tiehallinto 2007, Aitojen suunnittelu, TIEH 2100049-07.

Tiehallinto 2007, Sillan geotekniset suunnitteluperusteet, Liite 6 Eroosiosuojaus, TIEH 2100053-07.

Tiehallinto 2008, Geotekniset tutkimukset ja mittaukset, TIEH2100037-08.

Tiehallinto 2009, ST-tuotevaatimusmalli, luonnos 20.1.2009.

Tielaitoksen selvityksiä 30/1994, Kalliroleikkaukset, Geokeskus.

Tielaitoksen selvityksiä 67/1994, Maavarainen tiepenger savikolla, Geokeskus.

Tielaitoksen sisäinen julkaisu 43/1992, Näätänen Anu, Pehmeikölle rakennettavien tieleikkausten geotekniset laskelmat.

Uusinoka, R., 1978. Regional engineering geology related to natural risks, constructional impacts and environmental alteration in the Fennoscandian Shield. Proc III Int. IAEG Sec. 1, vol. 10.

Vepsäläinen Pauli, Kurssi Rak-50.2132 Yhdyskunnan geotekniikka, Luentomoniste 3.

Vägverket TK Geo Publ 2008:80.

Vägverket TK Geo Publ 2009:46.

Vägverket 1987-10, Erosionsskydd i vatten vid väg- och brobyggnad 1987:18.

Luiskan vahvistukseen ja eroosiosuojaukseen käytettäviä verkkoja, mattoja, kennostoja ja korirakenteita

Tyyppi	Kuvaus	Käyttö	Esim:
Eroosiomatot	1. Avoin ja kolmiulotteinen, polyamidista valmistettu matto, muistuttaa juuristoa, ankkuroidava	Parantaa pintamaan vakavuutta, suojaa pintaeroosiolta ja osa tavanomaiselta virtauseroosiolta (tarkistettava sopivuus aina tapauskohtaisesti), sopii kuiviin että vesistöluiskiin, kasvillisuuspeite istutettavissa maton päälle	Enkamats (7010 ja 7020 maarakenteet, 7210 ja 7220 vesirakenneluis- kan yläosat kun virtaus ≤1,5 m/)
	2. Polypropyleenistä, kolmiulotteinen rakenne, säie matto	Pohjamaan ja pintamaan väliseen sidon- taan, estää alkuvaiheen eroosiota, mah- dollistaa jyrkkien rinteiden nopean kas- villisuuden luonnin, suojaa käsittelemä- töntä tien tai luiskan pintakerrosta sa- teiden tai tulvien aiheuttamalta eroosi- olta	Polymat 810, 1210 ja 2010 Secumat ES 601 G4
	3. Polypropyleenistä, säie geomatto, geogrid vahvistuk- sella	Lisää stabiliteettiä mm. ojan tulvimisen aiheuttamaa imuvoimaa vastaan, pitkiin ja jyrkkiin luiskiin < 30°, mahdollistaa jyrkkien rinteiden nopean kasvillisuuden luonnin: suojaa käsittelemätöntä tien tai luiskan pintakerrosta sateiden tai tulvi- en aiheuttamalta eroosiolta	Polymat 2020
	4. Bitumilla sidottu ja ki- viaineksella täytetty matto, ankkuroidava	Parantaa pintamaan vakavuutta, suojaa pinta- ja virtauseroosiolta, sopii kuiviin että vesistöluiskiin, kasvillisuuspeite esim: nurmikko istutetaan alle ja kasvaa maton läpi	Enkamats A
	5. Luonnonkuitumatot, esim. kookosmatot	Suojaa vähäiseltä pintaeroosiolta, kes- tää n. 2–3 vuotta, kohteisiin, joihin tänä aikana voidaan olettaa kasvavan luon- nollinen kasvillisuuspeite	Biomac, TenCate Poly- felt Envirofelt CO
Eroosioverkot	1. Kolmiulotteinen polyety- leeni-verkko	Meren rannikon ja joki- ja järvirantojen vakauttamiseen ja suojaamiseen, jyrkki- en luiskien vakauttamiseen	
	2. Polyesteriverkko	Estää eroosiota	Enkamats S
	3. Polyesteri ja polyvinyliklo- ridi (PVC) verkot	Estää eroosiota	
	4. Maahan pultatut teräsvai- jeriverkot	Estää eroosiota, estää pinnan liuku- sortuman ja kivien putoilun. Voidaan lisätä luiskan ja joenrannan kaltevuutta	Macmat-R, Rockfall net- ting, Steelgrid MO, HEA Panel
Kennostot	1. Kolmiulotteinen, polyeste- ristä tehty kuusikulmaiset kennostot, ei kudotusta ma- teriaalista, täytetään maalla esim: sora tai murske	Sopii mm. leikkaus- ja pengerluiskiin, estää eroosiota, suojaa jyrkän luiskan kasvillisuutta juurtumisvaiheessa	Armater (jopa 1:1 luis- kakaltevuuteen), Taboss
Maanvahviste- verkko	1. Polyetyleeniverkko	Stabilisoi maamassoja, nopeuttaa luon- nollista kasvua	

Tyyppi	Kuvaus	Käyttö	Esim:
Kallioverkot	1. PVC päällysteistä teräsverkkoa, käytettäväksi mekaanisten tai hartsiankkurien kanssa,	Kallioleikkauksen vakauttamiseen (estää jyrkissä luiskissa kivien tippumisen)	Rockfall netting, Steel-grid MO, HEA Panel
	2. yhdistelmä teräsverkkoa ja nylonkuitu mattoa	Kallio- tai maaleikkauksen vakauttamiseen mm. naulatut luiskat, estää kivien tippumisen, Pinta pidättää hienoainesta esim. multaa, joten päälle voidaan istuttaa kasvillisuuspeite	Macmat-R (Soveltuu myös samankaltaisiin sovelluksiin kuin Polymat 2020)
Kivikorit	1.PVC päällystetystä, galvanoidusta kuusikulmaisesta teräsverkosta kudottu avoin korirakenne, joka voidaan täyttää esim. murskeella tai louheella paikan päällä	Virtauksen aiheuttaman eroosion estoon joki penkereissä, kanava verhousten eroosiosuojaukseen, stabiliteetin parantaminen penkereissä	Reno mattres
	2.Teräsverkosta kudottu suljettu kivikori tai kivipatjarakenne	Virtauksen aiheuttaman eroosion estoon joki penkereissä, kanava verhousten eroosiosuojaukseen, stabiliteetin parantaminen penkereissä	IGG:n river mattres Käyttökohteen mukaan tarkastettava valitun tuotteen sopivuus kohteeseen mm. pinnoitteet, teräslangan paksuus ja korroosiosuojaus oikein käyttöiän ja kohteen (kuiva vai märkä rakenne) mukaan. Valmistajia mm. IGG, HasTec. Maccaferri, Borghi Azio, Hestec

Rakennusgeologinen kallioluokitus, ote julkaisusta Tielaitoksen selvityksiä 30/1994, Kallioleikkaukset, Geokeskus

2.2 Rakennusgeologinen kallioluokitus

Rakennusgeologinen kallioluokitus on kalliorakentamisessa käytetty rakennustekninen kallioluokitusjärjestelmä. Se on järjestelmä kallion ominaisuuksien selkeäksi ilmaisemiseksi ja sitä käytetään näitä ominaisuuksia kuvattaessa. Luokitusta voidaan käyttää eri tutkimus-, suunnittelu- ja rakennusvaiheissa. Luokituksen tunnuksia käytetään piirustuksissa ja taulukoissa, joissa sanallinen kuvaaminen ei ole tarkoituksenmukaista [5].

Rakennusgeologisessa kallioluokituksessa kallion laatua kuvataan kahden peruspiirteen, kivilaadun ja rakoilun, avulla. Luokitusta tulee soveltaa rakennuskohteelta edellytettävien ominaisuuksien mukaisesti.

Seuraavassa esitetty luokitus perustuu rakennusgeologiseen kallioluokitukseen [1].

2.2.1 Kivilaatu

Kivilaadun luokitusominaisuudet ovat rapautumisaste, osasten järjestäytyneisyys, raekoko ja päämineraalit.

Rapautumisaste

Rapautumisaste jaetaan neljään luokkaan rapautumattomasta täysin rapautuneisiin. Muuttumisella tarkoitetaan seuraavassa rapautumisen aiheuttamaa muuttumista.

Rapautumaton kiviaines on tervettä. Mineraalit ovat kokonaan tai lähes muuttumattomia ja lujasti kiinni toisissaan. Murtopinnan väri on päämineraalien määräämä. *Vähän rapautunut* kiviaines on osittain muuttunut. Mineraalit ja niiden väliset liitokset ovat muuttumisen johdosta heikentyneet. Murtopinnan väri on sama. *Runsaasti rapautunut* kiviaines on helposti murenevaa ja löyhää. Helposti rapautuvat mineraalit ovat täysin muuttuneita tai poisliuenneita. Kvartsi ja eräät maasälvät (An >50%) pysyvät lähes muuttumattomina, mutta mineraalit ovat löyhästi kiinni. Murtopinnoilla mineraalien väri on vaihteleva tai himmeä. *Täysin rapautunut* kiviaines on löyhää savimaista massaa, joka sisältää pääasiassa savimineraaleja.

Rapautumisaste kuvaa kiven nykyistä tilaa eikä kiven rapautumistaipumusta (esimerkiksi rapautumaton kivi voi olla helposti rapautuvaa). Rapautumisalttiita ovat muun muassa kalsiitti- ja kiisupitoiset kivilajit.

Osasten järjestyneisyys

Osasten järjestyneisyys tarkoittaa kivilaadun perusosasten geometristä esiintymistapaa. Osasten järjestyneisyys voi olla massamainen, liuskeinen tai seoksinen.

Massamaisessa kivilaadussa osaset ovat jakautuneet lähes tasaisesti. Mineraaleilla ei ole selvää yhdensuuntaisuutta tai se on heikkoa. Kivilaadun ominaisuudet ovat kaikkiin suuntiin samanlaiset.

Liuskeisessa kivilaadussa mineraalit ovat suuntautuneita. Liuskeisuusaste voi olla suuntaukseton, heikko (osa mineraaleista suuntautunut, mutta kivi ei lohkea suuntauksen mukaisiksi kappaleiksi), kohtalainen (suurin osa mineraaleista suuntautunut, kivi lohkeaa epätasaisiksi ja laattamaisiksi kappaleiksi) tai voimakas (mineraalit yhdensuuntaisia, kivilaatu lohkeaa ohuiksi laatoiksi).

Seoksinen kivilaatu muodostuu kahdesta tai useammasta keskenään vaihtelevasta kivilajista. Seoksiset kivilajit voivat olla massamaisia tai kohtalaisesti tai voimakkaasti liuskeisia. Seoksiselle kivilaadulle voidaan tarvittaessa antaa lisämääritteeksi juomuinen, raitainen tai murskaleinen. Juomuinen kivilaatu sisältää eri kivilajeista muodostuneita juonia tai muita pitkänomaisia osueita. Raitaisessa kivilaadussa on suoraviivaisia tiheästi vaihtelevia kivilajiraitoja. Murskaleisessa kivilaadussa on sulkeumina perusmassasta selvästi erottuvia, toista kivilajia olevia murskaleita.

Raekoko

Vallitseva raekoko määritetään käyttäen luokkia *hienorakeinen* (vallitseva raekoko alle 1 mm), *keskirakeinen* (1 ... 5 mm), *karkearakeinen* (5 ... 50 mm) ja *suurirakeinen* (yli 50 mm). Epämääräisen muotoisista rakeista halkaisijana pidetään rakeen leveyttä. Kuituisesta päämineraalista ei raekokoa ilmoiteta, vaan ilmoitetaan raemuoto (kuituinen). Jos jokin mineraali esiintyy perusmassan rakeita selvästi suurempina, yksittäisinä rakeina, kuvataan kivilaatua sanalla porfyryinen.

Päämineraalit

Kivilaadusta määritetään 2 ... 4 päämineraalia vallitsevuusjärjestyksessä. Lisäksi voidaan ilmoittaa muita mineraaleja, jos ne ovat teknisiltä ominaisuuksiltaan merkityksellisiä (esimerkiksi savimineraalit).

Kivilaadun kovuus ja sitkeys

Kivilaadut määritellään rakennusteknisiä ominaisuuksia määräävien mineraalien perusteella pehmeiksi, hauraiksi, sitkeiksi ja koviksi.

Kivilaatu on *pehmeä* (p), mikäli kiilteiden, talkin, kloriitin ja karbonaatin yhteispitoisuus on yli 40%. Kivilaatu on *hauras* (h), mikäli maasälpä on yli 40% ja amfioleja ja pyrokseeneja yhteensä alle 25%. Kivilaatu on *sitkeä* (s), mikäli amfioleja ja pyrokseeneja on yhteensä yli 25%. Kivilaatu on *kova* (k), mikäli kvartsin osuus on yli 40%. Edellä mainitut raja-arvot likimääräisiä ja

kivilaadun nimitys annetaan sen perusteella, mikä näistä nimityksistä kuvaa parhaiten kivilaadun teknisiä ominaisuuksia.

Kivilaadun luokitus

Kivilaadun luokitusominaisuudet ja niitä vastaavat tunnuksot on esitetty tiivistettynä taulukossa 1.

Taulukko 1. Kivilaatuojen luokitusominaisuudet [1].

rapautuneisuus	oaaaton järjestyneisyys	mineraalien vallit- seva raekoko (mm)	päämineraalit
rapautumaton, Rp0	massamainen, M	hienorakeinen, Vr <1	kvartsi, Kv
vähän rapautunut, Rp1	liuskeinen, L	keskirakeinen, Vr 1...5	maasälvät, Ms
runsaasti rapautu- nut, Rp2	seoksinen, S	karkearakeinen, Vr 5...50	kiilteet, Ki
täysin rapautunut, Rp3		suurirakeinen, Vr >50	amfibolit ja pyrokseenit, AP
			karbonaatti, Kr
			talkki, kloriitti, TK
			savimineraalit, Sm

Lisämääritteenä mainitaan kivilaadun kovuus ja sitkeys.

Mikäli kivilaatu on löyhää ja helposti murenevaa, se on kuvattava lisänimityk-
sellä löyhä. Muita kivilaatuja sanotaan kiinteiksi tai rikkonaisiksi [5].

2.2.2 Kallion rakoilu

Kallion yksittäisellä raolla tarkoitetaan tasoa, joka jakaa kallion kahteen erilliseen osaan. Kallioon syntyy rakoja jännityksen, puristavan tai vetävän voiman vaikutuksen, ylittäessä kallion leikkaus- tai vetolujuuden. Leikkausrako syntyy kallioon kohdistuvan rakotasoa vinosti leikkaavan jännityksen vaikutuksesta ja vetorako puolestaan rakotasoa vastaan kohtisuoran vetojännityksen tai sen suuntaisen puristusjännityksen vaikutuksesta [6]. Leikkausrakojen rakopinnat ovat yleensä sileitä ja rapautumattomassa kalliossa kiinni toisissaan, kun taas vetoraot ovat usein rosoisia ja avoimia tai myöhemmin rapautumalla syntyneen tai muualta kulkeutuneen pehmeähkön sekundääri-aineiden täyttämiä [6].

Rakotyypit

Rakoilujärjestelmät voidaan jakaa neljään tyyppiin: kuutio-, laatta-, kiila ja sekarakoilu.

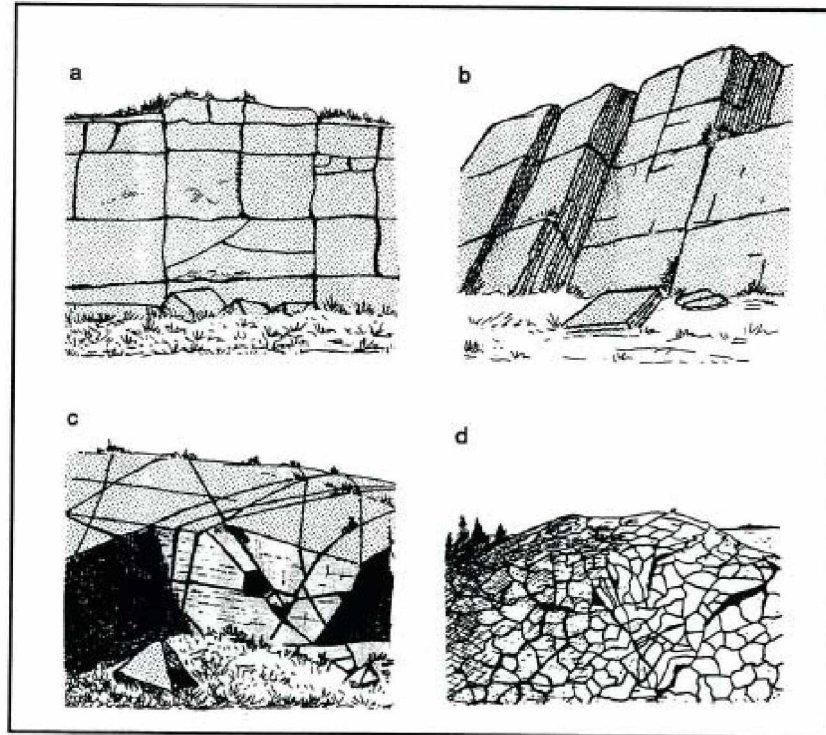
Kuutiorakoillessa kalliossa on kolme likipitään kohtisuorassa toisiaan vastaan olevaa rakosuuntaa, joissa rakotiheys on melkein sama. Kalliiohkot ovat lähes kuutiomaisia tai paksuja suuntaissärmiöitä.

Laattarakoilussa yhden rakosuunnan rakoväli on muita selvästi tiheämpi ja säännöllisempi, jolloin kallion lohkot ovat laattamaisia.

Kiilarakoisessa kalliossa on kaksi tai useampia muita selvemmin kehittyneitä rakosuuntia, joista ainakin kaksi leikkaa toisiaan noin 20° ... 40° kulmassa, ja lohkot ovat kiilamaisia.

Sekarakoilun raot ovat enimmäkseen mutkittelevia ja erisuuntaisia. Kalliossa ei ole selvästi vallitsevia rakosuuntia. Rakoilujärjestelmiä on esitetty kuvassa 3.

Kivilajien pääluokilla on kullakin oma rakoilutaipumuksensa, lohkeavuus, joka johtuu syntyäikäisen jännitystilojen aiheuttamasta suuntauksesta [7]. Graniittisissa kivissä esiintyy lähinnä kuutiorakoilua, sedimenttikivissä ja liuskeissa laattarakoilua, gneisseissä kiilarakoilua ja gabroissa, peridotiteissa ja useissa seoskivissä sekarakoilua.



Kuva 3. Rakoilutyypit a) kuutiorakoilu, b) laattarakoilu, c) kiilarakoilu ja d) sekarakoilu [1].

Rakotiheys

Rakotiheydellä tarkoitetaan yksittäisten rakojen keskinäistä etäisyyttä. Rakotiheys vaihtelee eri suunnissa rakoilujärjestelmän mukaisesti. Rakotiheys ilmoitetaan keskimääräisenä rakovälinä ja se tulisi mitata kaikissa vallitsevissa rakosuunnissa. Mikäli rakoilujärjestelmä ei ole selväpiirteinen tai se muodostaa lohkoja, voidaan rakotiheys mitata kyseisen lohkon koon perusteella.

Kalliopinnasta rakotiheys mitataan kohtisuorassa suunnassa vallitseviin rakosuuntiin nähden. Rakotiheys ilmoitetaan kyseisen suunnan keskimääräisenä rakovälinä. Kairausnäytteistä lasketaan rakoluku (kpl/m) metrin välein. Rakolukua määrittäessä lasketaan kaikkien erisuuntaisten primaarirakojen summa kyseisellä metrivälillä, mutta kairauksen aiheuttamia katkeamia ei oteta huomioon. Mikäli mahdollista, ja aina suunnatuista kairausnäytteistä, pyritään rakotiheys määrittämään eri suunnissa.

Taulukko 2. Rakotiheys [1].

Nimitys	Tunnus	Rakoväli m	Rakoluku kpl/m	Lohkon koko m ³
Harvarakoinen	Rk 1	> 1,0	< 1	> 1,0
Vähärakoinen	Rk 2	0,3...1,0	1...3	0,003...1,0
Runsarakoinen	Rk 3	0,1...0,3	3...10	0,001...0,003
Tiheärakoinen	Rk 4	< 0,1	> 10	< 0,001

Rakoilua voidaan kuvata myös RQD-luvulla (rock quality designation) [8]. Vähintään metrin mittaisesta kairasydännäytteestä mitataan yli 10 cm pitkien ehjien osien yhteispituus ja lasketaan montako prosenttia se on kokonaispituudesta. Luku voidaan laskea metreittäin tai esimerkiksi kivilaadun mukaiselle osille. Tulos pyöristetään lähimpään 5%:iin ja alle 10% tulos 10%:ksi. RQD-luku kuvaa rakoilun määrän ohella myös kallion rakennetta, joten rakennegeologisen kallioluokituksen rakotiheysluokkia vastaavaa RQD-luvun arvoja ei voi määrätä. Kirjallisuudessa [8] on annettu kallion laadulle seuraavat luokat RQD-luvun perusteella: 10 ... 25% erittäin huono, 25 ... 50% huono, 50 ... 75% kohtalainen, 75 ... 90% hyvä ja 90 ... 100% erinomainen.

Rakojen laatu

Raon laatu voi olla joko tiivis, avoin tai täytteen. *Tiiviissä raossa* rakopinnat ovat kiinni toisissaan ja siinä ei ole täytettä. *Avoimen raon* rakopinnat ovat irti toisistaan, mutta niiden välissä ei esiinny täytettä. *Täytteen raon* rakopintojen välissä on pehmeää ja/tai irtainta mineraaliainesta. Vesi liikkuu avoimissa raoissa, mutta tiiviissä tai täytteisessä raossa veden liike on korkeintaan vähäistä.

Täytteisiin rakoihin on voinut kulkeutua raontäytettä muualta tai se on muodostunut rakopintojen seinämisestä. Täytteiset raot jaetaan haamiskarakoihin, savirakoihin ja mururakoihin. Raontäytteet ovat voineet syntyä lähinnä neljällä tavalla. 1) Raossa kulkevasta vedestä mekaanisesti kerrostuneesta tai kemiallisesti saostuneesta aineksesta. 2) Ruhjoutuneessa kalliossa edenneen kemiallisen rapautumisen synnyttämästä pehmeästä ja irtaimesta aineksesta. 3) Magmaattisten prosessien uuttaessa siirros- ja rakopintojen seinämien kiviainesta kuten edellä kemiallisessa rapautumisessa. 4) Hydrotermisten liuosten tuoman mineraaliaineksen kiinnittyessä ja kiteytyessä siirros-pinnoille tai rakoihin.

Haamiskarakojen rakopintoja peittää siirrosliikunnoissa uurteiseksi tai sileäksi hioutunut, tavallisimmin kloriitista koostuva ohuehko mineraalikerros (haarniskapinta). Saviraon rakotäyte on enimmäkseen savimaista mineraaliainesta, kalliosavea, jonka aineksina ovat hienoksi jauhuneet kivimineraalit (useimmiten kvartsi ja maasälpä) ja/tai tietyt savimineraalit (kuten kloriitti, serisiitti, kaoliini ja montmorilloniitti) ja/tai näiden savimineraalien muodostamat seosmineraalit sekä rautaoksidit. Tällaista siirrosrakoa, jossa on savea tai savimaista ainetta, voidaan kutsua myös lustaksi [9]. Mururaon raontäyte on pääasiassa savea karkeampaa mineraaliainesta, lähinnä kvartsia ja maasälpää ja/tai kalsiittia tai rautaoksideja. Rakotäytteistä kalliorakentamiselle haitallisia ovat ne saviraot, jotka sisältävät paisuvia montmorilloniittimineraaleja. Näiden savimineraalien kiderakenne voi ottaa rakennekerroksiensa väliin mm. vettä. Tästä on seurauksena mineraalin paisuminen, pursuaminen ja niistä johtuva kalliolohkojen siirtyminen, minkä ilmiön on todettu vahingoittaneen kalliorakenteita [10].

Kallion rakoilun luokitus

Rakennegeologisessa kallioluokituksessa käytetään taulukon 3 mukaisia nimityksiä kallion ominaisuuksista. Rakoilun määrittämisessä ja kuvauksessa on myös merkittävimpien rakojen suunta ilmoitettava [6].

Taulukko 3. Kallion rakoiluominaisuudet [1].

rakoilutyyppi	rakotiheys	rakojen laatu
kuutiorakoilu	harvarakoinen, Rk 1	tiivis rako
laattarakoilu	vähärakoinen, Rk 2	avoin rako
kiilarakoilu	runsasrakoinen, Rk 3	täytteinen rako
sekarakoilu	tiheärakoinen, Rk 4	- haamiskarako - savirako - mururako

2.2.3 Kalliolaatu

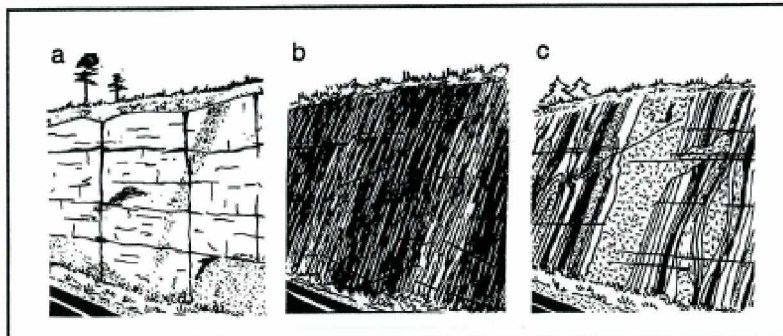
Kallion rakenteelliset ominaisuudet vaikuttavat oleellisesti kallion louhittavuuteen. Kallioleikkauksia suunniteltaessa on kalliolaatu otettava huomioon irrotettavien massojen käytön suunnittelemiseksi, oikean louhintamenetelmän löytämiseksi, kustannusten säästämiseksi ja pysyvän lopputuloksen aikaansaamiseksi [11]. Kalliolaatu vaikuttaa myös porattavuuteen, irrotettavuuteen ja murskattavuuteen.

Kalliolaadun määrittämisessä käytetään kriteereinä kallion rakenteellista kiinteyttä, rakennetyypiä ja rakoiluastetta. Näistä kaksi ensinmainittua kuvaavat kivilaatua ja viimeinen rakojen laatua. Kalliolaatua määritettäessä voidaan lisäksi mainita (vallitsevan) kivilaadun kovuus ja sitkeys.

Kallion rakennetyypit

Rakenteellisesti kalliolaadut jaetaan kolmeen tyyppiin: kiinteään, löyhään ja rikkonaiseen kallioon.

Kiinteä kallio koostuu kiinteistä kivilaaduista ja se ei ole rikkonaista. Kiinteä kallio voi olla rakenteeltaan massa-, liuske- tai seosrakenteista.



Kuva 4. Kiinteän kallion rakennetyypit. a) massarakenteinen, b) liuskeraken- teinen ja c) seosrakenteinen [1].

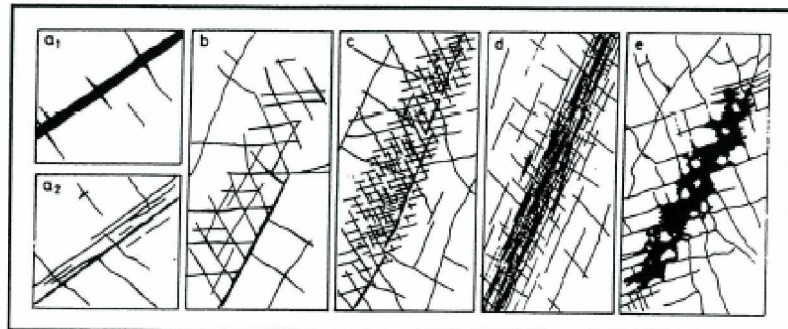
Massarakenteinen kallio koostuu yhdestä tai useammasta toistensa kaltaisesta homogeenisesta, massamaisesta, rapautumattomasta tai vähän rapautuneesta kivilaadusta. Rakotiheys on harva-, vähä- tai runsasrakoista.

Liuskerakenteisessa kalliossa ovat vallitsevina kohtalaisesti tai voimakkaasti suuntautuneet liuskeiset kivilaadut. Ne ovat rapautumattomia tai vähän rapautuneita ja rakotiheys on harva- vähä- tai runsasrakoisia.

Seosrakenteinen kallio koostuu seoksisista kivilaaduista tai massamaiset, liuskeiset ja/tai seoksiset kivilaadut vaihtelevat keskenään. Kivilaatu on rapautumatonta tai vähän rapautunutta ja rakotiheys on harva- vähä- tai runsasrakoisia.

Löyhän kallion rakennetyypit ovat löyhä- ja raparakenteinen kallio. Löyhärakenteisen kallion kivilaadut ovat löyhiä, helposti murenevia ja kivilaadun rakotiheys on harva-, vähä tai runsasrakoinen. Raparakenteinen kallio muodostuu runsaasti tai täysin rapautuneista kivilaaduista.

Rikkonaisen kallion rakennetyyppejä ovat halkeama-, rako-, murros-, ruhje- ja savirakenteinen kallio. Rikkonaista kalliionosaa sanotaan heikkousvyöhykkeeksi, jos se muodostaa ympäristöönsä heikomman, selvästi erottuvan osan [12].



Kuva 5. Rikkonaisen kallion rakennetyypit. a) halkeama- b) rako- c) murros-, d) ruhje- ja e) savirakenteinen [1].

Halkeamarakenteinen kallio muodostuu yhdestä tai muutamasta lähekkäisestä avoimesta tai täytteisestä raosta, jotka jakavat kallion kahteen erilliseen osaan.

Rakorakenteinen kallio on kallion osa, jossa erisuuntaiset avoimet raot aiheuttavat kallion lohkaremaisen rakenteen. Rakoilu on yleensä runsasta (rakoväli 0,1 ... 0,3 m) ja raot voivat olla paikoin täytteisiä.

Murrosrakenteisen kallio on kallion osa, jossa rakoilu on tiheää (rakoväli pääosin alle 0,1 m). Rakojen täytteisyys on vähäistä.

Ruhjerakenteinen kallio on kallion osa, jossa rakoilu on runsasta tai tiheää ja raot ovat savitäytteisiä.

Savirakenteinen kallio on kallion osa, jossa esiintyy runsaasti kalliosavea.

Kalliolaadun luokitus

Kalliolaadun luokitusominaisuudet on esitetty taulukossa 4. Taulukossa on myös esitetty kunkin kalliolaadun tunnus.

Taulukko 4. Kalliolaadun luokitus [1].

rakenteellinen kiinteys	rakennetyyppi	tunnus	tihein rakoilu ja/tai rakojen täytteisyys
kiinteä kallio	massarakenteinen	Ma1	harvarakoinen
		Ma2	vähärakoinen
		Ma3	runsarakoinen
	liuskerakenteinen	Li1	harvarakoinen
		Li2	vähärakoinen
		Li3	runsarakoinen
	seosrakenteinen	Se1	harvarakoinen
		Se2	vähärakoinen
		Se3	runsarakoinen
löyhä kallio	löyhärakenteinen	Lö1	harvarakoinen
		Lö2	vähärakoinen
		Lö3	runsarakoinen
	raparakenteinen	Ra	(kuvataan mikäli mahdollista)
rikkonainen kallio	halkeamarakenteinen	Ri I	(jakaa kallion terävästi kahteen erilliseen osaan)
	rakorakenteinen	Ri II	runsarakoinen, ei rakotäytettä
	murrosrakenteinen	Ri III	tiheärakoinen, rakojen täytteisyys vähäistä
	ruhjerakenteinen	Ri IV	runsas- tai tiheärakoinen, raoissa savitäytettä
	savirakenteinen	Ri V	runsaasti kalliosavea

Kallion homogeenisuus

Kallion homogeenisuudella tarkoitetaan kivilaadun ja rakotiheyden vaihtelutapaa. Homogeenisuus huomioidaan erikseen sekä kivilaadun että rakoilun suhteen.

Homogeeninen kivilaatu koostuu pääosin yhdestä kivilaadusta. Epähomogeeninen kivilaatu on kahden tai useamman kivilaadun muodostama massa. Mikäli kaksi tai useampia kivilaatuja vaihtelevat suurinpiirtein säännöllisesti sanotaan kivilajia tasaisesti vaihtelevaksi.

Homogeenisesti rakoillecassa kalliossa on rakotiheys jokseenkin säännöllinen, tasaisesti vaihtelevassa kalliossa rakotiheys vaihtelee säännöllisesti ja epähomogeenisessa rakotiheys vaihtelee epäsäännöllisesti.

Liik
enne
vira
sto

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-255-028-6

www.liikennevirasto.fi